

# DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

28, boulevard Raspail, Paris-VII<sup>e</sup>

## SOMMAIRE

7. L. FLAUS, **Quelques conséquences de l'insuffisance du taux de rationalisation de l'industrie de la construction** (Questions générales). . .
8. R. L'HERMITE, **Considérations sur la viscosité, la plasticité et le frottement interne** (Essais et mesures). . . . . B
9. G. DAWANCE, **Une nouvelle méthode pour l'étude de la relaxation des fils d'aciers** (Essais et Mesures). . . . . B
10. H. RABATÉ, **Les vernis aux résines artificielles et les peintures dérivées dans les travaux du peintre en Batiment** (Aménagements intérieurs).
11. R. L'HERMITE et G. TOURNON, **La vibration du béton frais** (Béton. Béton armé). . . . . B
12. J. BROCARD, **Hydratation et hydrolyse des silicates et des aluminates de calcium en fonction de la température** (Liants hydrauliques). . . . . B

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEUR  
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE  
28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS (VII<sup>e</sup>)

LABORATOIRES DU BATIMENT  
ET DES TRAVAUX PUBLICS  
12, RUE BRANCION, PARIS (X<sup>e</sup>)

BUREAU SECURITAS  
9, AVENUE VICTORIA, PARIS (IV<sup>e</sup>)

CENTRE D'INFORMATION ET  
DOCUMENTATION DU BATIMENT  
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI<sup>e</sup>)



Le service des Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics est réservé à ses adhérents (conditions d'adhésion et liste des conférences de la Session sur demande).

**Le Service complet A** comprend tous les fascicules qui paraîtront en 1948 dans toutes les séries.

**Le Service réduit B** comprend les fascicules ayant trait aux questions de résistance des matériaux théorique et expérimentale, de construction métallique, de travaux publics et d'ouvrages d'art, de liants hydrauliques, de béton, de béton armé, de béton précontraint, de matériel de chantier, et les fascicules où paraissent les différents chapitres du Manuel du Béton armé, du Manuel de la Charpente en bois et du Manuel de la Construction métallique.

**Le Service réduit C** comprend les fascicules ayant trait aux questions d'architecture, de matériaux, d'équipement technique (électricité, chauffage et ventilation, froid, acoustique, plomberie), et d'aménagement intérieur.

Les services réduits B et C comprennent tous les deux les fascicules ayant trait aux questions de géologie, de sol et fondations, de maçonnerie, de charpente en bois, de couverture et étanchéité, de documentation technique, d'hygiène et sécurité, aux questions économiques et aux questions générales.

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, se basant sur l'expérience des sept dernières années et mettant à profit les critiques de ses adhérents, change la présentation de ses publications.

La répartition en série est désormais la suivante :

**ARCHITECTURE ET URBANISME — TECHNIQUE GÉNÉRALE DE LA CONSTRUCTION — THÉORIES  
ET MÉTHODES DE CALCUL — ESSAIS ET MESURES**

**SOLS ET FONDATIONS — GROS-ŒUVRE — CONSTRUCTION MÉTALLIQUE — TRAVAUX PUBLICS**

**MATÉRIAUX — LIANTS HYDRAULIQUES — BÉTON. BÉTON ARMÉ — BÉTON PRÉCONTRAINTE**

**ÉQUIPEMENT TECHNIQUE — AMÉNAGEMENT INTÉRIEUR — MATÉRIEL DE CHANTIER —  
QUESTIONS GÉNÉRALES — DOCUMENTATION TECHNIQUE**

**MANUEL DU BÉTON ARMÉ — MANUEL DE LA CHARPENTE EN BOIS — MANUEL DE LA  
CONSTRUCTION MÉTALLIQUE**

Chaque série est caractérisée par une couleur qui permet un classement facile.

La numérotation se fait par série. Elle ne sera pas forcément continue pour les services réduits B et C.

Les fascicules de chaque livraison sont adressés sous une couverture en papier fort, qui retournée, peut servir à rassembler les fascicules par série.

Le sommaire donné sur la couverture a trait à l'ensemble des fascicules et mentionne leur répartition suivant les services réduits B et C, afin de permettre aux adhérents à ces services d'avoir connaissance des titres des fascicules qu'ils ne reçoivent pas et de se procurer ceux qui les intéressent.



QUESTIONS GÉNÉRALES, N<sup>o</sup> 1

COMMISSION DU FACTEUR HUMAIN DANS LE BATIMENT ET LES TRAVAUX PUBLICS  
(SÉANCE DU 26 NOVEMBRE 1947)

QUELQUES CONSÉQUENCES  
DE L'INSUFFISANCE DU TAUX DE RATIONALISATION  
DE L'INDUSTRIE DE LA CONSTRUCTION

Par **Lucien FLAUS**

SOMMAIRE :

	Pages.
Introduction .....	2
I. — L'accroissement de la productivité du travail dans l'économie moderne.....	3
II. — Le cas de l'industrie de la construction .....	4
III. — Principales conséquences de l'insuffisance du taux de rationalisation dans l'industrie de la construction.....	7
A. — La promotion du progrès social alourdit les coûts.....	7
B. — Les débouchés se resserrent.....	8
Conclusion.....	10

Reproduction interdite.



## INTRODUCTION

Dans tous les pays, où le problème du logement s'est trouvé posé avec ampleur au cours ou au lendemain des hostilités, l'attention se porte vers la rénovation des méthodes de construction. Partout, cette rénovation s'avère absolument nécessaire et l'industrie du bâtiment, peu mécanisée, peu organisée et grevée de servitudes de tous ordres, apparaît sous le jour d'une activité restée au stade artisanal et singulièrement en retard sur l'évolution industrielle. La productivité du travail y est faible. Même aux États-Unis, où certaines méthodes de construction semblent moins désuètes que les nôtres, on jette un cri d'alarme. De nombreux auteurs constatent un état de fait inquiétant. Ils dépeignent ainsi les méthodes de travail du bâtiment :

« Dans les travaux de construction ordinaires on estime que l'ouvrier qualifié consacre plus du quart de son temps moyen à prendre des décisions sur le prochain mouvement qu'il doit faire. Chaque opération présente un nouveau problème à résoudre. »

« Même dans les travaux de construction d'habitations sur une large échelle, les entrepreneurs ont principalement pour rôle de servir d'intermédiaires entre les divers éléments rassemblés par eux, en permettant à chacun de projeter, de contrôler et d'exécuter ses propres travaux. La science de la mécanique moderne n'est que rarement appliquée à la production de maisons (1). »

(1) R. Harold DENTON, *Toward more housing* (Washington 1940).

A la vérité, le bâtiment traverse depuis quelques années une crise de *productivité* d'une particulière gravité, car c'est tout le problème de la rentabilité de la construction dans l'économie contemporaine qui est posé. On conçoit, en effet, que dans une économie à productivité croissante, l'insuffisance du rythme de rationalisation d'une branche d'activité crée toute une série de déséquilibres. Cela peut ne pas apparaître sur une courte période. Mais il n'en est pas de même à la longue et c'est pourquoi le problème rebondit au moment où la construction, en veilleuse pendant les hostilités, est appelée à prendre son essor. Le temps a alors fait son œuvre, d'autant qu'en maints pays, la production de guerre a vraisemblablement intensifié le rythme d'accroissement de la productivité du travail dans de nombreuses activités.

Les conséquences de l'insuffisance de la productivité dans l'industrie de la construction ont des répercussions tellement fâcheuses — que l'on se place du point de vue particulier de cette industrie ou sur le plan général de l'économie — qu'elles méritent d'être sérieusement méditées. C'est l'avenir du bâtiment qui est en jeu.

La présente étude se propose donc de projeter un peu de lumière sur la nature et les effets de l'insuffisance du rythme de rationalisation de l'industrie du bâtiment.



# I. — L'ACCROISSEMENT DE LA PRODUCTIVITÉ DU TRAVAIL DANS L'ÉCONOMIE MODERNE

Ceux-ci apparaissent clairement lorsqu'on a une idée précise de l'évolution de la productivité dans l'économie. Certes, la mesure de la productivité n'est pas facile. En particulier, la documentation statistique française n'est pas riche en cette matière. Néanmoins, une étude publiée en 1944 par l'Institut de Conjoncture <sup>(1)</sup>, qui a su tirer tout le parti possible des statistiques existantes, s'est proposé de « mesurer » le *taux moyen annuel d'accroissement de la productivité du travail* à l'échelle de l'économie nationale et de ses grands secteurs d'activité. Elle a notamment porté sur la période 1896-1936 et a abouti aux résultats suivants :

1,7 % par an dans l'industrie et les transports;  
1,3 % par an dans l'agriculture;  
1,3 % par an dans le commerce;

et

1,5 % par an pour l'ensemble de l'économie française.

Ces taux qui, bien entendu, doivent être considérés comme des ordres de grandeur, traduisent, pour chaque secteur, l'évolution du *rendement horaire moyen* par personne active occupée. Le calcul tient compte du personnel occupé aussi bien à des tâches directement productives que du personnel de direction et d'administration.

Il importe de souligner que ces taux traduisent des résultats remarquables. En effet, le taux moyen annuel de 1,5 % l'an correspond, pour un effectif et un temps de travail donnés, à un doublement de la production en 50 ans. En fait, la production totale est loin d'avoir cru à ce rythme, en raison de l'abréviation de la durée du travail : c'est d'ailleurs l'accroissement de la productivité qui, dans l'ensemble de l'économie, a permis simultanément cette abréviation de la durée du travail et le relèvement graduel du niveau de vie de la population en accroissant le rapport des revenus aux prix. Toutefois, on considère ici des *moyennes* et l'on aperçoit que les activités à faible taux de rationalisation — cas du bâtiment — ne parviennent pas à compenser l'accroissement des charges sociales correspondantes par un accroissement de productivité suffisant. Bornons-nous ici à signaler ce fait, sur lequel nous aurons à revenir plus longuement.

Le diagramme I, ci-contre, reproduit l'évolution de la productivité dans l'économie française entre 1896 et 1936. L'indice de la productivité n'a pu être calculé que tous les 5 ans, périodicité des recensements qui, pour la période envisagée, étaient seuls susceptibles de fournir des indications sur les variations de la population active occupée.

Ce qui frappe, sur ce diagramme, c'est la *continuité* du rythme de la rationalisation, sauf toutefois pendant la période de guerre et d'immédiate après-guerre : en effet, le taux moyen de 1,5 % par an caractérise aussi bien l'évolution de la productivité au cours de la période 1896-1911, qu'au cours de la période 1911-1936. On fait la même constatation en considérant séparément les trois

secteurs : agriculture, industrie et transports, commerce.

Il n'y a là rien qui puisse surprendre, les progrès de la productivité résultant du jeu de trois facteurs, essentiellement dynamiques, à savoir :

l'évolution des techniques de la production ;

l'effet de diverses dispositions de rationalisation, prises à l'échelle de l'économie ou des professions pour accroître le rendement des entreprises : spécialisation des entreprises, standardisation des fabrications, organisation des circuits de vente, etc ;

et enfin les progrès réalisés dans l'organisation interne du travail au stade de l'entreprise.

Assurément, l'évolution des techniques réagit sur l'organisation interne du travail. Le plus souvent, elle implique sinon une intensification de la mécanisation, du moins une rénovation de l'outillage qui accroît l'efficacité du travail. Mais, si elle constitue un facteur essentiel des progrès de la productivité dans l'industrie contemporaine, il importe de ne pas surestimer le rôle de ce dernier.

À côté d'elle, les méthodes d'organisation interne du travail réagissent, dans une large mesure, sur le résultat final. Elles ont un champ d'action extrêmement large. Sur le plan strict de la production, elles se concrétisent par une série de formules très expressives qui constituent les principes fréquemment désignés sous le vocable *Organisation scientifique du travail*. En fait, ces principes sont fort simples ; ils paraissent être des truismes, tellement leur matière est affaire de bon sens.

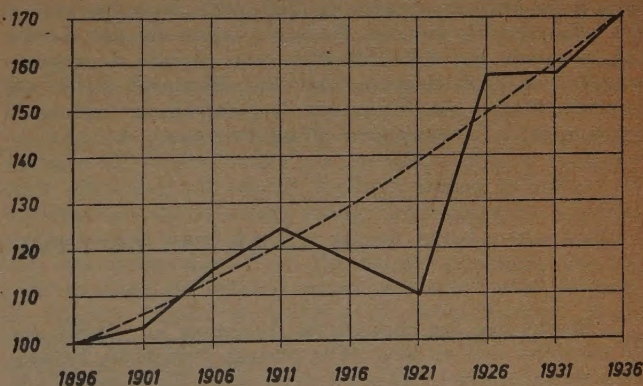


Diagramme I. — Indice de la productivité du travail dans l'économie française (production horaire par personne occupée). Ensemble : industrie-transports-agriculture-commerce.

Mais, à en juger par des observations journalières — à la portée de chacun — on est bien obligé de reconnaître que ces principes si simples, si évidents, ne sont pas toujours appliqués en vue d'obtenir l'efficacité optimale du travail par une rationnelle adaptation des moyens aux fins.

Cette observation s'imposait à cette place, car l'amélioration des méthodes d'organisation du travail offre

<sup>(1)</sup> *Le Progrès technique en France depuis 100 ans*. Paris, 1944.



d'immenses ressources. Nous n'en voulons pour preuve que les indications, particulièrement intéressantes, apportées sur ce point par une enquête française faite par le Ministère du Travail (1), lors de l'instauration de la journée de 8 heures sur les fluctuations du rendement ouvrier. Le cadre de cette enquête n'était pas très étendu; il était limité à l'industrie et soixante-six entreprises, dont certaines comprenaient plusieurs établissements, y ont participé.

Les résultats de l'enquête fournissent donc la matière d'une monographie et non d'une statistique. Ils présentent cependant le plus vif intérêt en raison des précisions qu'ils apportent sur la diversité des mesures de rationalisation prises par les entreprises intéressées.

En effet, sur 72 établissements :

- 3 ont enregistré des fléchissements de rendement horaire;
- 8 ont accusé un accroissement de rendement horaire insuffisant pour assurer le maintien du rendement journalier antérieur;
- 6 ont accusé un accroissement de rendement horaire aboutissant au rendement journalier antérieur;
- 55 ont accusé une augmentation de rendement horaire aboutissant à l'augmentation du rendement journalier antérieur.

Le tableau ci-après a été établi avec la préoccupation de faire apparaître la nature des mesures qui sont à l'origine de ces résultats. C'est, bien entendu, le plus souvent, la combinaison de plusieurs mesures qui a permis de les atteindre. Néanmoins, on s'est efforcé de les grouper, afin de distinguer, autant qu'il est possible, l'action des facteurs purement techniques, se rapportant aux procédés de fabrication, de celle des facteurs qui concernent plus spécialement l'organisation interne du travail et l'amélioration de l'outillage existant.

Les méthodes d'organisation du travail, on le voit, occupent une place honorable dans ce bilan.

D'autre part, pour interpréter correctement ces résultats, il ne faut pas perdre de vue qu'ils se rapportent à des industries très diverses. En outre, la période qui précéda l'instauration des 8 heures était une période de reconstruction où le rendement était singulièrement faible et, pour l'ensemble de l'industrie, nettement en régression par rapport à l'avant-guerre. (Voir diagramme I.)

## II. — LE CAS DE L'INDUSTRIE DE LA CONSTRUCTION

L'insuffisance des statistiques françaises ne permet pas de mesurer, tout au long de la période 1896-1936, l'évolution de la productivité du travail dans l'industrie de la construction. Si l'on connaît, en effet, la variation de la population active occupée dans les professions du bâtiment lors des recensements quinquennaux, on ne peut, par contre, chiffrer l'importance de cette population qui, aux mêmes époques, était occupée sur les chantiers de construction. D'autre part, on ne dispose pas de données sur les constructions réalisées qui soient susceptibles de fournir les éléments nécessaires au calcul d'un indice de produc-

NATURE des mesures de rationalisation	FLÉCHISSE- MENT du rendement horaire	ACCROISSEMENT DE RENDEMENT HORAIRE		
		sans maintien du rendement journalier antérieur	avec maintien du rendement journalier antérieur	aboutissant à l'augmenta- tion du rendement journalier antérieur
a) Non précisées .	2			3
b) organisation interne du travail seule .....		1	2	8
c) Amélioration des instruments de travail seule ...	1			11
d) Combinaison de b) et c) .....		7	4	24
e) Introduction de nouveaux procédés de fabrication.....				9
Nombre d'observations.....	3	8	6	55

Toutefois, le dépouillement des données de l'enquête, recueillies au milieu de 1924, a fourni certaines indications sur la variation du rendement entre 1914 et 1924.

Celles-ci se rapportent à 37 établissements, parmi lesquels :

- 4 accusent un rendement journalier inférieur à 1914;
- 3 accusent un rendement journalier égal;
- 30 un rendement journalier supérieur.

Voilà donc sommairement tracée, dans le cadre de l'économie française, l'évolution générale de la productivité depuis le début du XX<sup>e</sup> siècle.

Comment s'est comporté le bâtiment dans cette évolution nettement progressive ?

tion satisfaisant. En raison des tâches si multiples, si diversifiées et si dispersées qu'il assume dans l'économie du pays, le bâtiment est une activité qui se prête mal à une mesure de « productivité ».

Cependant, il semble bien que, dans cette industrie, la progression de la productivité ait été inférieure, et même notablement inférieure, au taux moyen de 1,5 % par an. Mais, si fondée qu'elle soit, cette présomption n'exclut pas le progrès.

Des techniques nouvelles, encore balbutiantes ou peu employées au siècle dernier : béton armé, construction métallique, ont quelque peu révolutionné le mode de bâtir. Elles apportaient de nouvelles ressources aux constructeurs; elles étaient génératrices de progrès qualitatifs.

(1) Bulletin du Ministère du Travail. Année 1924 : avril à décembre; année 1925 : janvier-mars; année 1926 : octobre-décembre; année 1927 : juillet-septembre.



Néanmoins, il semble bien que les immenses ressources ainsi mises à la disposition des constructeurs n'aient pas été utilisées à plein. On doit le regretter d'autant plus que cette utilisation à plein aurait permis d'accroître leur efficacité sur le plan technologique, qui est resté, à coup sûr, le point faible de l'industrie de la construction.

Car de ce point de vue les progrès ont été modestes. Certes, le machinisme a fait son apparition sur le chantier et il est susceptible d'en modifier la physionomie. Mais, quelle que soit son efficacité technique, sa rentabilité est encore, dans l'ensemble, faible. Elle ne souffre aucune comparaison avec celle de l'outillage industriel en raison de la faiblesse évidente du rythme de rotation de la plupart des engins mécaniques de chantier.

Par ailleurs, et plus spécialement dans le cadre des travaux des corps d'état secondaires, certains postes de travail ont été transférés du chantier vers l'atelier, où ils bénéficient des avantages d'une division plus poussée des tâches et de la mécanisation.

Cependant, tout cela est encore bien insuffisant. Tout le monde s'accorde à le reconnaître. Dans l'ensemble, le rendement de la main-d'œuvre n'a que faiblement progressé. Les temps non directement productifs, consacrés aux menus travaux auxiliaires, sont nombreux et les appréciations citées plus haut caractérisent bien une situation de fait sur laquelle il n'y a pas lieu de s'étendre ici, tant elle est connue. Il s'agit d'en apercevoir les répercussions sur l'économie de la construction.

\* \*

Pour apercevoir ces répercussions, il faut envisager le problème de la construction à l'échelle de l'économie du pays; il faut placer le bâtiment dans son cadre.

On est, en effet, en droit de se demander pourquoi, dans une économie à productivité croissante, l'évolution propre du bâtiment a été si lente, pourquoi ses techniques ont eu tendance à se cristalliser, tandis qu'un dynamisme constant animait la plupart des autres activités.

Il est peu probable que la réponse à cette question doive être cherchée dans la nature physique de l'immeuble ou en se tournant vers la structure de l'industrie du bâtiment. Des considérations d'ordre économique ayant une portée plus générale sont, à cet égard, plus probantes. A vrai dire, le bâtiment a pu vivre longtemps sur de vieilles traditions à la faveur de circonstances extrêmement favorables. Au siècle dernier, il a trouvé dans le rapide développement des centres urbains un stimulant qui lui permettait de s'accommoder d'une productivité peu progressive, voire stationnaire.

La situation du marché de l'habitation était alors favorable à la hausse du coût de la construction. Les loyers haussaient et le placement immobilier était assorti d'une haute rémunération. Il attirait les capitaux.

Rien n'illustre mieux la brillante situation de la propriété bâtie — et du bâtiment — que l'évolution de la valeur vénale des immeubles, reproduite au diagramme II établi d'après les récents travaux de M. Duon <sup>(1)</sup>. On voit

combien les fluctuations de la valeur des immeubles sont peu solidaires des fluctuations du mouvement général des prix <sup>(1)</sup>. Jusqu'en 1914, cette valeur hausse d'une façon à peu près continue, tandis que l'indice général des prix accuse périodiquement d'amples mouvements de baisse traduisant les sérieux efforts d'adaptation, de rationalisation, qui s'imposent aux producteurs.

Or, si la valeur vénale des immeubles hausse, le coût de la construction peut hausser également : c'est la conséquence normale de la situation du marché du logement.

Cependant, une constatation s'impose, qui déjà met en évidence la précarité de cet état de fait. En haussant, les loyers absorbent une part croissante des revenus, dont à la longue le pouvoir d'achat est également croissant. Ce n'est pas un signe de progrès économique.

Certes, ce phénomène que l'on observe au cours du XIX<sup>e</sup> siècle et au début du XX<sup>e</sup> doit être interprété avec prudence. L'amélioration de la qualité des logements nouveaux mérite d'être prise en considération. Elle peut justifier, dans une certaine mesure, la hausse des prix de revient des immeubles et celle des loyers. Par contre, elle dénote, eu égard à l'orientation du niveau général des prix, la faiblesse des progrès technologiques de la construction, qui ne parvient pas à compenser l'amélioration qualitative.

Tels sont les caractères de la première phase d'une évolution qui conduira à la crise actuelle.

Celle-ci apparaîtra au lendemain de la guerre de 1914. La situation change alors totalement d'aspect.

Il n'y a pas lieu de s'étendre dans cette étude sur les nombreux facteurs qui détournent les capitaux de l'investissement immobilier. Ce qu'il importe de noter, c'est le contraste qu'offre l'évolution de la valeur vénale des immeubles dans la période d'entre-deux guerres avec l'évolution antérieure. La législation sur les loyers déprécie la valeur vénale de la propriété, qui tombe au-dessous de son prix de remplacement. Voilà le fait qui, brutalement, bouleverse la position de l'industrie du bâtiment. Et, à coup sûr, l'insuffisance du taux de rationalisation de la construction vient compliquer la situation. La compression massive des coûts aurait pu, en effet, aider à redresser cette situation; elle aurait tendu à aligner le coût de la construction sur la valeur vénale des immeubles. En fait, ce résultat est loin d'avoir été atteint. Aussi la crise atteint-elle son paroxysme. Dans l'ambiance psychologique qui prévaut alors, les retards qui se sont accumulés pendant de longues années en matière de rationalisation de la construction revêtent une signification particulière. Ils se font durement sentir.

Ce n'est pas seulement en France que cette crise se manifeste : elle est chez nous d'autant plus grave qu'elle se conjugue avec d'autres facteurs, nettement circonstanciels. Mais elle sévit aussi à l'étranger. Et là, on ne peut se méprendre sur sa véritable nature. En effet, même dans les pays qui ont une politique de loyers plus rationnelle, la construction privée est dans le marasme. Malgré

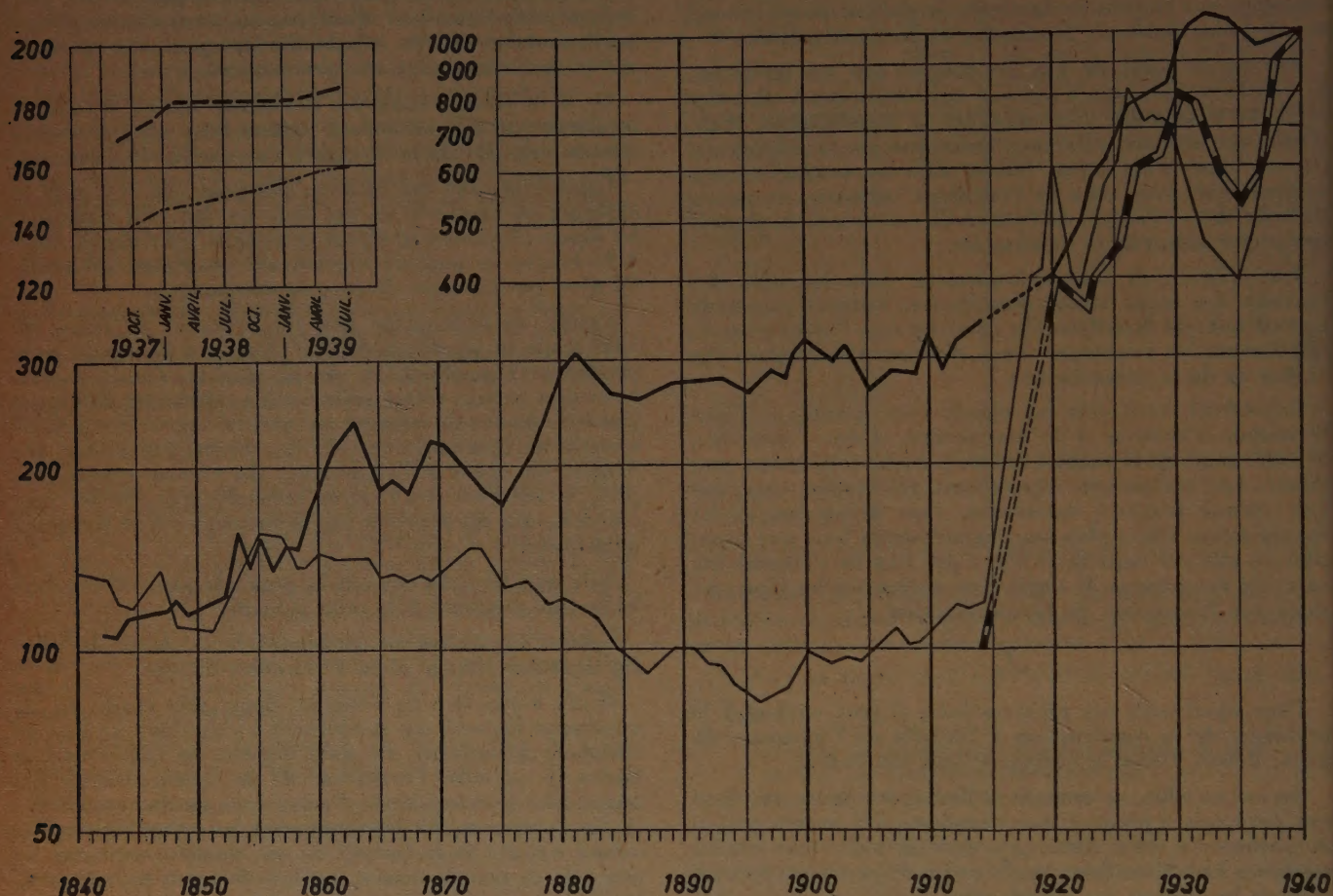
<sup>(1)</sup> L'indice des prix de gros, calculé par la statistique générale de la France, qui figure au diagramme II, ne peut constituer, à cet égard, qu'une indication de tendance et d'orientation générale du mouvement des prix.

<sup>(1)</sup> Évolution de la valeur vénale des immeubles parisiens, *Journal de la Société de Statistique de Paris* (septembre-octobre 1943).



----- Coût de la construction (S.C.) 1<sup>er</sup> trimestre 1936 = 100

----- Produits industriels (S.G.F.) mai 1936 = 100



——— Indice de la valeur vénale des immeubles à PARIS

----- Indice du coût de la construction à PARIS (série S.C.)

----- Indice général des prix de gros (S.G.F.)

Diagramme II. — Mouvement des indices des prix de gros, de la valeur vénale des immeubles parisiens (1840-1939) et du coût de la construction (1919-1939).

d'immenses besoins, elle ne parvient pas à démarrer au lendemain de la guerre. Si quelques années plus tard la construction est prospère en Europe, c'est grâce à une politique de subsides financée par divers artifices <sup>(1)</sup>.

Ce fait mérite de retenir l'attention : en l'occurrence,

l'intervention de l'État sur une très large échelle n'est pas une affaire de pure doctrine. Elle est guidée par les circonstances : les pouvoirs publics aident les particuliers ou se substituent à eux dans les secteurs du marché qui ont cessé d'être rentables et qu'ils ne peuvent meubler.

C'est d'ailleurs pourquoi, dans le monde entier, la rationalisation de la construction est, au lendemain de la guerre, l'un des grands problèmes à l'ordre du jour.

<sup>(1)</sup> Vers 1929-1930, 60 % des logements construits en Angleterre bénéficiaient des subsides de l'État.



### III. — PRINCIPALES CONSÉQUENCES DE L'INSUFFISANCE DU TAUX DE RATIONALISATION DE L'INDUSTRIE DE LA CONSTRUCTION

L'arrière-plan de la question éclaire ainsi ses contours. Il s'agit maintenant de mettre en évidence les répercussions les plus marquantes de l'insuffisance du taux de rationalisation de l'industrie du bâtiment : pour cela, il n'est pas nécessaire de se livrer à des spéculations hardies. L'évolution de la construction entre 1919 et 1939 est suffisamment suggestive : elle offre, en effet, la matière de constatations de faits et d'observations fructueuses que l'on ne saurait trop méditer.

Les développements qui précèdent permettent de résumer en deux propositions succinctes le fond du débat.

1<sup>o</sup> Le taux annuel de 1,50 %, qui a caractérisé l'accroissement moyen de la productivité du travail dans l'économie française entre la fin du XIX<sup>e</sup> siècle et la veille de la guerre de 1939 a permis de relever, d'une façon sensible, le niveau de vie de la population au cours de cette période.

En effet, à ce rythme la production horaire double en 50 ans. Pour la période 1896-1936, celle-ci s'est accrue en moyenne de 70.0 %.

Le relèvement du niveau de vie a revêtu essentiellement deux formes : la durée du travail a été abrégée, le pouvoir d'achat des revenus actifs (1) a été relevé par l'effet de la hausse nominale des revenus et de la baisse des prix. En fait, les fluctuations monétaires de l'entre-deux guerres et l'absence d'une documentation complète et satisfaisante sur l'évolution des prix ne permettent pas de préciser lequel de ces deux facteurs a joué le rôle déterminant dans l'accroissement du pouvoir d'achat des revenus. Mais il s'agit là d'une question de détail, qui peut être négligée à cette place; ce qui importe dans cette analyse succincte c'est, en effet, le rapport des revenus des producteurs au niveau moyen des prix. Or, il s'est accru.

2<sup>o</sup> Il est évident que le rythme d'accroissement de la productivité du travail varie selon les branches d'activité. Celles qui accusent des taux supérieurs au taux moyen caractérisant l'économie nationale bénéficient d'avantages particuliers qui s'ajoutent aux précédents. Dans l'industrie notamment, elles peuvent avoir le privilège d'absorber assez rapidement et sans surcharge de prix de revient des charges sociales nouvelles. En outre, l'abaissement relatif de leur coût de production leur permet d'élargir leurs débouchés par une judicieuse politique des prix. Dans le cas où le débouché n'est guère susceptible d'extension, elles se trouvent libérer progressivement une partie de leurs facteurs de production au profit d'autres activités.

Par contre, les activités n'accusant que de très faibles taux de rationalisation se trouvent, à la longue, placées devant une situation critique.

Les charges sociales qui leur sont imposées viennent alourdir leurs prix de revient, qui se trouvent graduellement décalés dans un sens défavorable par rapport au niveau général des prix. Leurs prix haussent et cette ten-

dance à la hausse se répercute sur le volume des ventes. Peu à peu leurs débouchés se rétrécissent; les conséquences en sont d'autant plus fâcheuses qu'à leur tour celles-ci sont génératrices d'effets qui s'additionnent et tendent à accentuer le déséquilibre initial. Ce dernier s'amplifie donc.

Le cas de la construction en témoigne.

#### A. — La promotion du progrès social alourdit les coûts.

Dans l'entre-deux guerres et depuis, les charges sociales de l'industrie ont été multipliées. Elles ont revêtu deux formes : abréviation de la durée du travail et institution de charges annexes aux salaires.

Dans le bâtiment, il est évident que cette promotion du progrès social s'est accompagnée d'un alourdissement des coûts de construction que l'accroissement de la productivité du travail n'a pu résorber que dans une faible mesure. Dans ce cadre d'activité, le taux de rationalisation ne justifiait pas, à coup sûr, la cadence des réformes sociales : les préoccupations d'ordre social étaient en quelque sorte en conflit avec les réalités économiques.

Par contre, ces préoccupations trouvaient une base plus large et plus solide dans d'autres secteurs d'activité. Elles se tournaient donc vers eux. Ce fut particulièrement net pour les 40 heures où, à tort ou à raison, les progrès de la productivité du travail étaient invoqués, non pas à l'échelle de l'économie nationale, — nul n'était à l'époque capable de les mesurer — mais dans le cadre plus étroit de certaines industries. Les cas extrêmes illustraient l'argumentation.

Il en est d'ailleurs toujours ainsi. Aux États-Unis, lorsque les technocrates préconisaient la semaine de travail de 4 heures par jour 4 jours par semaine, ils frappaient l'imagination des foules en annonçant la construction d'une usine de soie artificielle qui, assuraient-ils, devait fonctionner avec un seul travailleur. Et ils abondaient en exemples de ce genre. Ils ne considéraient pas, bien sûr, le cas du bâtiment.

À défaut d'austères statistiques, les débats de ce genre sont systématiquement viciés par des considérations de cas particuliers qui, on en conviendra, ne permettent guère de prendre des décisions opportunes fondées sur des critères d'ordre économique.

Ce sont donc toujours les activités à productivité en progrès qui retiennent l'attention. Les autres sont laissées dans l'ombre; on ne s'attarde pas sur leur cas, car elles n'ont pas le don d'étonner. Ce n'est pas de leur côté que viennent les révolutions techniques; leur technologie est, pour ainsi dire, tombée dans le domaine public. Elles n'intéressent donc pas.

Dès lors, elles se trouvent fatalement du côté des perdants; ce fut, bien souvent, le cas du bâtiment.

On peut s'en rendre compte en considérant la période 1936-1939, pour laquelle on dispose de statistiques fort intéressantes (voir diagramme II), qui permettent de

(1) Cette précision a, bien entendu, son importance.



comparer l'évolution des prix d'articles manufacturés et du coût de la construction. Entre mai 1936 et juin 1939, l'indice des prix de détail de quatre cents objets manufacturés accuse une hausse moyenne de 60 %, tandis que le coût de la construction hausse de 85 %. Dans le premier cas, il s'agit de *prix observés*, tandis que l'indice du coût de la construction enregistre les fluctuations des divers déboursés de l'entreprise : il traduit donc la variation des éléments du prix de revient. Néanmoins, la comparaison est édifiante. Elle montre, en effet, qu'à moins qu'un substantiel accroissement de la productivité du travail ait compensé l'alourdissement du coût de la construction, — ce qui est très douteux — le prix des travaux s'écarterait dangereusement du niveau général des prix.

Et, selon toute vraisemblance, ce n'était pas là un fait nouveau, mais un fait qui s'était répété chaque fois que l'on innovait en matière sociale. Or, la promotion du progrès social à une cadence accélérée est une caractéristique de notre civilisation industrielle; c'est un fait, une réalité dont il faut s'accommoder. Elle n'est cependant possible qu'à condition d'être faite dans l'ordre. Elle doit donc avoir une assise solide, qui ne peut être que le progrès économique, c'est-à-dire une progression suffisante de la productivité du travail.

Dès lors, le bâtiment n'affrontera avec succès les batailles qui s'engageront sur ce terrain que s'il est effectivement armé en vue de la lutte. C'est dire qu'il doit, avant tout, rattraper son retard.

#### B. — Les débouchés se resserrent.

Ce retard s'est fait sentir au lendemain de la guerre de 1914. A cet égard, en marquant un tournant de la situation de la propriété bâtie, dont, on l'a vu, la hausse à peu près continue avait jusqu'alors grandement stimulé l'activité constructrice, la législation sur les loyers constituait un avertissement.

Assurément, l'origine même de ce revirement brutal rendait la situation bien confuse, qui n'apparaissait pas moins exceptionnelle que la circonstance qui l'engendrait. Mais, quelles qu'aient été les erreurs commises, il n'en résultait pas moins que l'on avait affaire à une situation de fait nouvelle, constituant une réalité dont il fallait tenir compte. Il apparaissait notamment, avec une grande netteté, qu'à l'extrême rigidité des coûts de construction, qui avait prévalu jusqu'alors, devait succéder une ère d'ajustements, d'autant que, sur le plan social, le bâtiment était traité sur un pied d'égalité avec des activités à productivité croissante.

Dès lors, l'insuffisance du rythme de la rationalisation réduisait les perspectives d'activité de la construction. Certaines zones du marché se dérobaient, non faute de besoins, mais faute d'une rentabilité suffisante.

La comparaison de l'évolution de la construction dans la région parisienne avant et après la guerre de 1914 est singulièrement suggestive.

Elle est résumée dans les deux tableaux ci-après, établis d'après les résultats de l'enquête technique sur la propriété bâtie annexée à la revision cadastrale de 1941-1942.

Le premier donne le nombre moyen de maisons de rapport construites par an à Paris et dans les communes du département de la Seine, pour les périodes 1881-1914 et

1915-1939 (cette dernière n'étant comptée que pour 21 années pour tenir compte de l'arrêt de la construction pendant les hostilités).

	NOMBRE MOYEN DE MAISONS DE RAPPORT construites par an	
	1881-1914	1915-1939
Paris .....	694	322
Seine-banlieue ....	960	850

Encore ces chiffres tiennent-ils compte des constructions d'immeubles collectifs édifiés avec l'aide de l'État ou par les collectivités locales (1).

Non moins significative est la répartition par catégorie des immeubles construits, qui figure au tableau ci-dessous.

	PARIS		SEINE-BANLIEUE	
	1881-1914	1915-1939	1881-1914	1915-1939
Immeubles bourgeois .....	15,2	22,3	0,8	1,3
Immeubles semi-bourgeois .	26,6	40,0	4,8	8,8
Immeubles ouvriers .....	58,2	37,7	94,4	89,9
Ensemble .....	100	100	100	100

Sans tirer une conclusion outrancière de la signification de ces indications sommaires — les précisions manquent en effet sur la consistance des immeubles réalisés aux diverses époques considérées — on peut néanmoins observer :

- 1° Une régression de la construction urbaine,
- 2° Une propension à meubler les secteurs où les loyers sont les plus élevés.

Des données analogues sur la construction provinciale, trop fragmentaires pour être reproduites ici, autoriseraient des conclusions moins nettes, bien qu'elles n'infirmes pas les constatations précédentes lorsqu'on tient compte de l'évolution démographique des villes. En tout cas, on assiste à une nette régression de l'importance relative des constructions d'immeubles collectifs dans le volume total des constructions. Le nombre de maisons collectives construites pour cent pavillons individuels a, en effet, évolué comme suit de l'avant-guerre à l'après-guerre :

	1881-1914	1915-1926	1928-1930
Seine-banlieue .....	55	22	34
Marseille .....	152	50	49
Lyon .....	245	77	82
Villes de plus de 100 000 habitants .	77	43	43
Villes de 30 000 à 100 000 habitants .	63	30	27

(1) Pour la période 1928-1939, le quart des logements construits dans la région parisienne a bénéficié du concours financier de l'État ou de collectivités locales. (Voir L. FLAUS : La construction d'immeubles d'habitation en France entre 1928 et 1939. *Journal de la Société de Statistique de Paris*, mars-avril 1946).



Ainsi, même dans la période de boom 1928-1930, on construit relativement moins de maisons de rapport qu'avant la guerre.

Assurément, la construction évolue sous un climat déprimant. Les bouleversements économiques et monétaires engendrés par la guerre et ses suites ont une part de responsabilité dans les phénomènes qui viennent de retenir l'attention. Il en va de même de la cristallisation du niveau des loyers de nombreux locaux, dont les aspects psychologiques sont bien connus.

Mais force est de reconnaître que, dans cette ambiance défavorable et déprimante, le niveau du coût de la construction constitue un facteur non moins défavorable. En tout état de cause, il compromet sévèrement la rentabilité de la construction. C'est, en effet, une part croissante du revenu qu'il faut demander pour rémunérer convenablement le capital investi. C'est très grave à une époque où la technique multiplie les biens de consommation à des prix décroissants. Des besoins nouveaux se créent ainsi au détriment des activités à technique peu progressive, qui voient se fermer leurs débouchés. Elles déperissent, bien que le besoin existe. Les capitaux s'en détournent et vont chercher ailleurs des chances de profit.

Seulement, il faut bien noter que la situation n'évolue pas sans quelques complications qui rendent plus difficile l'effort de redressement qui s'impose. En effet, comme on va le voir, la situation de fait qui correspond au « resserrement » du débouché a toute une série de répercussions dont les effets s'additionnent. On peut également les examiner à la faveur de la période d'entre-deux guerres.

#### Premier effet secondaire :

##### *Amplification des fluctuations de l'activité constructrice. Ses conséquences.*

Pendant cette période, les fluctuations de la construction urbaine ont accusé une amplitude plus forte qu'auparavant. Bien que les statistiques disponibles en la matière soient assez fragmentaires et très grossières, elles sont probantes. (Voir diagrammes III et IV.)

Il n'y a là rien qui puisse étonner.

D'une part, les constructions qui ressortissent au secteur rentable du marché exigent, pour être réalisées, une ambiance favorable, c'est-à-dire un climat de « prospérité ». Ce n'est pas lorsque les « affaires sont calmes » que l'on a chance de les meubler à des taux rémunérateurs, c'est quand l'atmosphère est fiévreuse, lorsque la spéculation est déchaînée. Elles apparaissent alors sous un jour favorable : leur rentabilité semble, à tort ou à raison, assurée. Ce fut le cas de la période 1928-1930. Le diagramme IV montre l'amplitude de cette fluctuation à Paris. On notera d'ailleurs que, jusqu'en 1935, les divers secteurs du marché ont bénéficié de l'exécution d'importants programmes de construction « subventionnée ».

D'autre part, cette intervention a constitué une circonstance aggravante car, en se manifestant sur une large échelle, elle a incontestablement accentué le boom de la construction privée. Les études faites sur cette question ont montré que, jusqu'à concurrence de plus d'un quart, les capitaux investis dans la construction d'immeubles entre 1928 et 1931 proviennent des caisses

publiques, cette proportion ayant vraisemblablement été dépassée, de façon sensible, vers la fin du boom où, pour l'ensemble des constructions faites sur le territoire, elle semble avoir atteint 40 % (1).

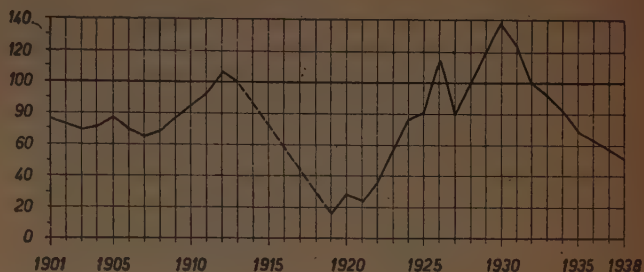


Diagramme III. — Mouvement des dépôts de permis de bâtir dans les grandes villes (Indice de la S. G. F. 1913 = 100).

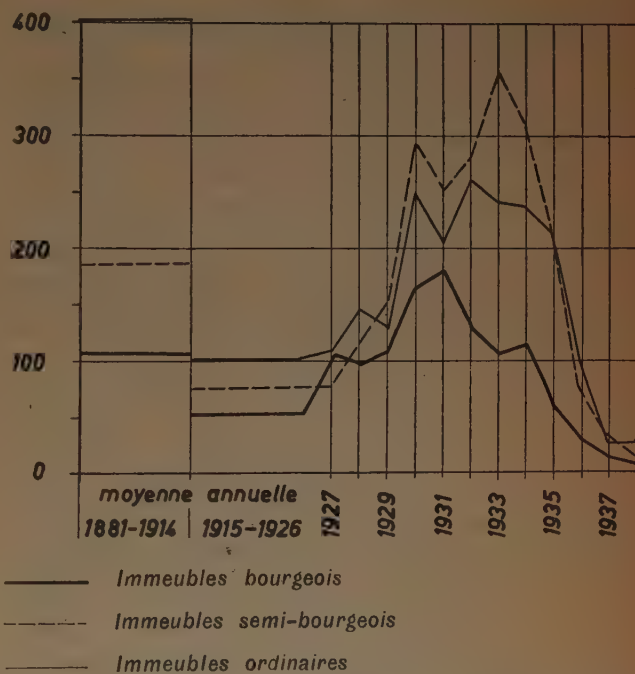


Diagramme IV. — Les constructions d'immeubles de rapport à Paris (1881-1938).

Il n'y a encore là rien qui doive surprendre : l'intervention des pouvoirs publics en matière de construction d'habitations suppose la mobilisation de ressources qui ne sont effectivement disponibles qu'en période de haute conjoncture. C'est évidemment l'un des écueils de cette intervention qui tente de pallier la carence de l'initiative privée. Car, lorsque le boom s'effondre, il n'y a plus de stimulant ; on assiste à la chute verticale de l'activité constructrice. Le rôle d'amortisseur des crises immobilières que jouait auparavant la construction d'immeubles de rapport à petits loyers a disparu.

(1) L. FLAUS, *op. cit.*



Ainsi, tout concourt à amplifier les fluctuations de l'activité constructrice. Cela ne va pas sans inconvénients graves du point de vue de l'accroissement de la productivité du travail. Pendant le boom, la satisfaction de la demande crée, en effet, d'énormes besoins de main-d'œuvre et de matériaux. Il faut alors faire « flèche de tout bois ». Or, la main-d'œuvre hâtivement recrutée et formée n'a qu'un médiocre rendement. Son coût s'alourdit sous la double pression d'une demande pressante et d'un rendement en régression. La situation est d'ailleurs analogue chez les producteurs de matériaux, qui exigent des délais de livraison peu favorables au rendement optimum du travail du chantier : diverses circonstances concourent donc à paralyser la progression de la productivité. Les prix s'en ressentent. En fait, comme on peut le voir sur le diagramme II l'apparition et le développement du boom de 1928-1930 ont entraîné une poussée en hausse de l'indice du coût de la construction, qui a singulièrement aggravé les déséquilibres antérieurs.

Une situation de ce genre s'avère donc extrêmement onéreuse. Nul n'en tire profit; elle trouble d'autant plus la vie du bâtiment que lorsque le boom est effondré on devra mettre au chômage des hommes dont la formation professionnelle a coûté fort cher et du matériel qui n'est qu'à peine amorti.

A cet égard, l'évolution des effectifs employés par les entreprises de bâtiment et de travaux publics entre 1926 et 1936 est éloquent. Bien que l'on ne dispose que des données quinquennales fournies par les recensements de la population, cette évolution met en évidence l'intensité de l'effort de recrutement de la main-d'œuvre pendant le boom et l'étendue du chômage pendant la dépression.

	(MILLIERS DE PERSONNES)		
	1926	1931	1936
Ouvriers et employés au total.....	709	820	627
Dont, ouvriers et employés sans emploi.	29	54	121
Effectif occupé .....	680	766	506

Une activité exposée à des fluctuations aussi sensibles et aussi brutales rencontre, on le conçoit sans peine, les pires difficultés à promouvoir une efficiente politique de main-d'œuvre. On s'en aperçoit aujourd'hui et il n'est pas exagéré de prétendre que bien des difficultés actuelles sont, dans une large mesure, la conséquence de la grande crise de l'avant-guerre. En effet, les jeunes gens ne pouvaient entrer dans des professions rongées par le chômage : sur six ouvriers du bâtiment, on comptait en 1936 un chômeur. Dans les professions du gros œuvre, la proportion des chômeurs était de 25 % chez les charpentiers et près de 20 % chez les maçons. En outre, quelque 80 000 ouvriers étrangers avaient été rapatriés entre 1931 et 1936.

S'étonnerait-on que, dans ces conditions, les ouvriers qualifiés aient peu à peu disparu sans avoir été remplacés ?

## Deuxième effet secondaire :

*Les menus travaux tendent à absorber une part croissante de l'activité des entreprises.*

Du point de vue auquel se place la présente étude il convient de mentionner un autre facteur qui joue le rôle d'un frein à la rationalisation de l'industrie du bâtiment. Le marasme de la construction condamne, en effet, les entreprises à « bricoler »; l'activité du bâtiment est alors axée vers l'exécution de menus travaux dont le volume unitaire est très faible : entretien, aménagements, petites constructions, qui constituent la part la plus importante de l'activité totale.

Or, il est évident qu'en raison de leur nature ces menus travaux, assortis de nombreuses sujétions, se prêtent souvent mal à la mise en œuvre des techniques et des moyens technologiques qui doivent trouver leur emploi sur d'importants chantiers. C'est ici que l'ouvrier passe une grande partie de son temps à « prendre des décisions sur le prochain mouvement qu'il va faire ». Le rendement est donc faible.

Il n'y a pas lieu d'insister sur les inconvénients de l'accoutumance d'une importante fraction de la main-d'œuvre et des entreprises à cette catégorie de travaux : ils restreignent forcément les chances d'adaptation aux techniques et aux méthodes de travail autrement efficaces qui doivent prévaloir sur les chantiers de construction. On se trouve incontestablement en présence d'un facteur qui gêne l'effort de rationalisation.

■ ■ ■

L'analyse qui précède n'a pas la prétention d'avoir épuisé le débat. Elle ne constitue qu'un schéma. Cependant, elle a serré de près les réalités. Les « périls » qu'elle a mis en évidence ne sont pas des vues de l'esprit : ce sont ceux qui ont durement frappé la construction au lendemain de la guerre de 1914. Car les faits sont là. Ce sont des témoignages et il y a une réalité tragique dans leur enchaînement. En effet, ce qui caractérise la gravité de la crise de rationalisation de la construction pendant l'entre-deux guerres c'est son processus d'amplification progressive. Par le fait que la crise est déclenchée, elle s'étend en prenant de l'élan d'elle-même; des effets secondaires viennent, à tout instant, aggraver la situation.

Aujourd'hui, les perspectives sont plus favorables. Les moyens du bâtiment se reconstituent en vue de la reconstruction qui, en livrant son vaste terrain aux efforts de rationalisation de la construction, offre une chance de redressement prochain à l'industrie du bâtiment. Que tous ceux qui sont appelés à participer au relèvement de nos ruines à un titre quelconque, de l'établissement des plans à l'exécution des derniers raccords, ne laissent pas échapper. Sinon, la construction retombera dans l'ornière de l'entre-deux guerres; les déséquilibres antérieurs s'accroîtront et la renaissance du bâtiment sera compromise.

On a bien compris le problème à l'étranger. On ne comprendrait pas que la France, qui a compté tant de maîtres des sciences de la construction et de pionniers dans l'art de bâtir, l'éludât plus longtemps.



RÉIMPRESSION :

MANUEL DU BÉTON ARMÉ

DEVIS ET ESTIMATION DES OUVRAGES  
EN BÉTON ARMÉ

Par **M. G. JAVAY**, Ingénieur E. C. P.

I. — PRINCIPES GÉNÉRAUX

II. — SÉRIE DES TEMPS UNITAIRES DE MAIN-  
D'ŒUVRE, SIMPLES ET COMPOSÉS

III. — APPLICATION A DES EXEMPLES CONCRETS

L'ensemble des trois fascicules, 88 pages in-4<sup>o</sup> carré. . . 350 fr. (frais d'expédition : 15 fr.)

L'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics a publié, en 1943, 1944 et 1945, trois circulaires rédigées par M. G. JAVAY, Ingénieur E. C. P. et relatives aux devis et estimation des ouvrages en béton armé.

L'intérêt pratique de ces documents a provoqué leur rapide épuisement et la demande a conduit l'Institut technique à procéder à leur réimpression. Nous rappelons ci-après l'analyse de leur contenu.

La première partie pose les principes généraux du devis d'un ouvrage et les méthodes à employer, ainsi que les évaluations de tous les frais de chantier, frais généraux, bénéfices, aléas, etc...

La seconde partie donne une série de temps unitaires de main-d'œuvre simples qui s'appliquent aux manuten-

tions, installations de chantier, coffrage, ferrailage, fabrication et mise en place du béton, dallages, chapes, enduits, puis de temps composés s'appliquant aux cas se présentant le plus généralement dans les bâtiments industriels et maisons de rapport, les centrales thermiques et hydrauliques, chaufferies, salles de machines, postes de transformation, puis dans les réservoirs, silos, murs de soutènement, abris, ponts, hangars d'avions. On y trouve également des temps relatifs aux échafaudages, battages de pieux et palplanches, moulage de pièces.

La troisième partie est consacrée à des applications à des exemples concrets : un réservoir de 200 m<sup>3</sup> sur pylône et un pont en bowstring de 40 m de portée fondé sur pieux.

Adresser les commandes à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII<sup>e</sup>, accompagnées d'un chèque barré libellé à son ordre ou d'un virement à son compte chèques postaux PARIS 1834-66.



*Vient de paraître :*

## CONDITIONS CLIMATIQUES

# RÈGLES DÉFINISSANT LES EFFETS DE LA NEIGE ET DU VENT SUR LES CONSTRUCTIONS ET ANNEXES

APPLICABLES AUX TRAVAUX DÉPENDANT  
DU MINISTÈRE DE LA RECONSTRUCTION  
ET DE L'URBANISME ET AUX TRAVAUX PRIVÉS

Un vol. in-8° carré, 96 p., 29 fig. { Broché..... 250 fr.  
 { Cartonné..... 275 fr.  
 (frais d'expédition 15 fr.)

DANS LA MÊME COLLECTION

TRAVAUX D'ÉTANCHEITÉ POUR TOITURES-TERRASSES. Principaux procédés d'étanchéité (épuisé).

Un vol. in-8<sup>o</sup> carré, 16 p.      Broché ..... 50 fr.  
(frais d'expédition 8 fr.)

## CONDITIONS D'EXÉCUTION DU GROS-ŒUVRE DES TOITURES-TERRASSES EN BÉTON ARMÉ.

Un vol. in-8<sup>o</sup> carré, 32 p., 27 fig. Broché. . . . . 100 fr.  
(frais d'expédition 8 fr.)

RÈGLES D'UTILISATION DU BÉTON ARMÉ, applicables aux travaux dépendant du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés.

Un vol. in-8° carré, 104 p., 27 fig. { Broché..... 250 fr.  
 { Cartonné..... 275 fr.  
 (frais d'expédition 15 fr.)

RÈGLES DE L'UTILISATION DE L'ACIER, applicables aux travaux dépendant du  
Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés.

Un vol. in-8<sup>o</sup> carré, 96 p., 29 fig.    Cartonné..... 275 fr.  
(frais d'expédition 15 fr.)

### JEUX D'ABAQUES RELATIFS AU CALCUL DU FLAMBEMENT.

Le jeu ..... 50 fr.  
(frais d'expédition 30 fr.)

Adresser les commandes à l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 28, boulevard Raspail, Paris-VII<sup>e</sup>, accompagnées d'un chèque barré libellé à son ordre ou d'un virement à son compte chèques postaux PARIS 1834-66.



LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

## ESSAIS ET MESURES, N° 2

### RECHERCHES SUR LA PLASTICITÉ DES MÉTAUX

# CONSIDÉRATIONS SUR LA VISCOSITÉ, LA PLASTICITÉ ET LE FROTTEMENT INTERNE

Par **M. Robert L'HERMITE,**

Directeur des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Soit  $S$  une contrainte de cisaillement et  $\sigma$  la déformation correspondante. Si nous partons de  $S = 0$  et que nous faisons croître la tension de cisaillement, nous observons, en premier lieu, une déformation proportionnelle. Au delà, la déformation croît plus vite que l'effort. Déchargeons alors la matière, nous observons une déformation immédiatement réversible puis une déformation plus ou moins lentement réversible sous charge nulle puis enfin une déformation irréversible. C'est l'ensemble de ces constatations que la mécanique physique des matériaux cherche à codifier et à réduire à la connaissance d'un certain nombre de constantes caractéristiques. L'expérience montre que les fonctions de déformations obtenues dépendent non seulement de  $\sigma$  et de  $S$  mais encore de leurs dérivées par rapport au temps  $\frac{d\sigma}{dt}$  et  $\frac{dS}{dt}$ .

Les expériences de chargement et de déchargement répétées effectuées à un régime de vitesse particulier montrent que le diagramme  $S(\sigma)$  décrit une boucle sensiblement fermée au bout d'un petit nombre de répétitions.

L'aire de cette boucle mesure le travail absorbé au cours du cycle qui entre en jeu dans l'amortissement des vibrations libres du corps considéré. Cette aire peut dépendre de l'amplitude de la déformation, de la vitesse d'application de cette dernière et peut comprendre une partie indépendante de cette vitesse que l'on a convenu de dénommer le frottement solide par opposition au frottement visqueux qui dépend de la vitesse.

Ceci étant posé, il y a tout lieu de croire, qu'indépendamment des questions de structure, il est possible de relier entre elles les propriétés de déformation des matériaux du point de vue phénoménologique.

Le liquide visqueux du type NEWTON est régi par la loi :

$$S = \eta \frac{d\sigma}{dt}$$

La réaction est proportionnelle à la vitesse de déformation. C'est un cas théorique qui, en réalité, ne considère pas les faits avec une généralité suffisante. Toute déformation provoque une réaction qui disparaît avec le temps.



Toute charge provoque une déformation qui croît indéfiniment. Ces corps, possèdent, malgré tout, un coefficient d'élasticité puisque, sous une déformation infiniment rapide, ils réagissent élastiquement. La fonction élémentaire de déformation est alors :

$$\delta = \frac{st}{\eta} + \frac{s}{G}$$

où  $s$  est un élément de charge infiniment petit appliqué instantanément. Elle exprime que toute déformation produite d'une manière instantanée conduit à une réaction élastique avec un module  $G$  qui disparaît plus ou moins vite suivant  $\eta$  :

$$s = \delta \frac{G}{\frac{Gt}{\eta} + 1} = \frac{\delta G}{1 + \frac{t}{T}}$$

où  $T = \frac{\eta}{G}$  est le temps de relaxation.

La fonction de déformation pour une charge appliquée à une vitesse  $\frac{dS}{dt}$  est :

$$\sigma = \frac{1}{G} \int_0^t \frac{dS}{dt} \left[ \frac{G(t-r)}{\eta} + 1 \right] dr$$

qui pour une vitesse de chargement constante est :

$$\sigma = \frac{dS}{dt} \cdot \frac{t}{G} \left( 1 + \frac{t}{2T} \right)$$

A vitesse de déformation constante :

$$S = \eta \frac{d\sigma}{dt} \log \left( 1 + \frac{\sigma}{T \frac{d\sigma}{dt}} \right)$$

Le module de déformation est :

$$\frac{dS}{d\sigma} = \frac{G}{1 + \frac{\sigma}{T \frac{d\sigma}{dt}}}$$

Il est égal à  $G$  pour  $\sigma = 0$  et tend vers zéro pour un temps de relaxation  $T = 0$  ainsi que pour  $\sigma = \infty$ .

Considérons maintenant le cas plus général d'un corps qui présente une phase élastique accompagnée d'une phase visqueuse. Si la section sollicitée est égale à l'unité, celle-ci résiste élastiquement pour une partie  $(1 - \alpha)$  tandis que le restant  $\alpha$  se déforme comme un liquide visqueux.

Nous aurons l'équation de déformation instantanée :

$$s = \eta \frac{d\delta}{dt} + G(1 - \alpha)\delta$$

dans laquelle  $\eta$  est un coefficient certainement variable avec la charge, mais dont nous chercherons par la suite à déterminer la variation.

L'intégrale de cette équation est :

$$\delta = \frac{s}{G(1 - \alpha)} \left[ 1 - \alpha e^{-(1 - \alpha) \frac{t}{\tau}} \right]$$

qui, lorsque  $\alpha$  tend vers l'unité devient bien :

$$\delta = \frac{st}{\eta} + \frac{s}{G}$$

La déformation totale à vitesse de chargement imposée est :

$$\sigma = \int_0^t \frac{1 - \alpha e^{-(1 - \alpha) \frac{(t-r)}{\tau}}}{G(1 - \alpha)} \frac{dS}{dt} dr$$

Pour une vitesse de déformation infiniment petite, le facteur héréditaire devient nul et :

$$\frac{dS}{d\sigma} = G(1 - \alpha)$$

tandis que pour une vitesse infiniment grande

$$\frac{dS}{d\sigma} = G$$

Si  $\eta$  est indépendant de  $S$  et de  $\sigma$ , le diagramme d'allongement est compris entre deux droites de coefficient d'élasticité  $G$  et  $G(1 - \alpha)$ .

C'est donc bien une généralisation du cas du liquide visqueux que nous venons de faire pour  $\alpha$  et  $\eta$  constants. Mais ces deux paramètres sont variables avec la tension. En dessous d'une limite d'élasticité  $\alpha$  peut être nul. Il peut devenir égal à l'unité au-dessous d'une limite de rupture caractérisée par un allongement  $\sigma_R$ .

La déformation au delà de cette limite est :

$$\sigma = \sigma_R + \int_{\sigma_R}^{\sigma} \frac{1}{G} \left[ \frac{G}{\eta} (t - t_0) + 1 \right] dS + \int_{\sigma_R}^{\sigma} \frac{1}{G(1 - \alpha)} \left[ 1 - \alpha e^{-\frac{G}{\eta} (1 - \alpha) (t - t_0)} \right] dS$$

où  $t_0$  indique l'instant où apparaît la déformation  $\sigma_R$ . Pour  $t$  suffisamment grand, la deuxième intégrale tend vers une limite constante et, nous avons en dérivant par rapport à  $t$  :

$$\frac{d\sigma}{dt} = \int_{\sigma_R}^{\sigma} \frac{1}{\eta} dS$$

Si nous exprimons  $\eta$  en fonction de  $S$ , ceci nous donnera une relation d'équilibre entre la vitesse de déformation et la réaction correspondante. Ceci sera encore valable lors d'un essai à vitesse imposée près du maximum de la courbe où  $\frac{dS}{dt}$  devient nul ou négligeable. Ceci sera encore valable lors d'un essai de déformation à charge constante lorsque l'écoulement se produit à vitesse constante.



Il paraît normal de supposer qu'il est nécessaire d'atteindre un seuil d'énergie interne déterminé pour amorcer ce genre de rupture. Lorsque le matériau est sollicité par une contrainte il en résulte une diminution de la barrière d'énergie puisque l'on a accru l'énergie potentielle des molécules. En appliquant une contrainte de cisaillement, l'énergie dépensée est proportionnelle à l'aire délimitée par le diagramme de déformation. Or, pour un matériau plastique tel que celui que nous envisageons, où les diagrammes obtenus à différentes vitesses sont pratiquement homothétiques, ceux-ci sont sensiblement proportionnels à l'ordonnée  $S$  de leur maximum.

Si  $S_M$  est la contrainte qui correspond au seuil d'énergie, la barrière de travail complémentaire est proportionnelle à  $S_M - S$ .

D'après MAXWELL, la viscosité est un terme de la forme

$$\eta = \lambda e^{\frac{U}{RT}}$$

où  $R$  est la constante des gaz,  $T$  la température absolue et  $U$  l'énergie d'activation nécessaire pour faire passer la molécule d'une position stable à une autre position stable.

Nous pouvons donc nous permettre d'écrire :

$$\eta = \lambda e^{\frac{S_M - S}{\mu}}$$

Ce qui nous conduit à l'expression générale de la réaction d'écoulement :

$$S = \mu \log \left[ \frac{\mu}{\lambda} e^{\frac{S_M}{\mu}} \frac{d\sigma}{dt} + e^{\frac{S_R}{\mu}} \right]$$

Cette expression donne pour  $\frac{d\sigma}{dt}$  suffisamment grand :

$$S = \alpha + \mu \log \frac{d\sigma}{dt}$$

La réaction de rupture est une fonction linéaire du logarithme de la vitesse d'allongement. Cette loi a été vérifiée par nous-mêmes sur de nombreux matériaux. (Les résultats de ces essais ont été publiés par ailleurs) (1). Nous pouvons même dire qu'aucun solide possédant une phase plastique avant rupture ne paraît jusqu'à présent y échapper.

Si nous considérons le diagramme de déformation d'un liquide plastique et que nous remplaçons  $\eta$  par sa valeur dans la formule de la déformation à vitesse de chargement constante, nous trouvons :

$$\sigma = \frac{S}{G} + \frac{S^2}{2\lambda} \frac{dS}{dt} e^{-\frac{S_M - S}{\mu}}$$

soit :

$$\sigma = \frac{S}{G} + K \frac{S^2}{s} e^{\frac{S}{\mu}}$$

où  $K$  est une constante et  $s = \frac{dS}{dt}$ .

La figure 1 dessinée pour  $s = 1$  et  $K = 1$  montre que les courbes de déformation accusent un coude d'autant

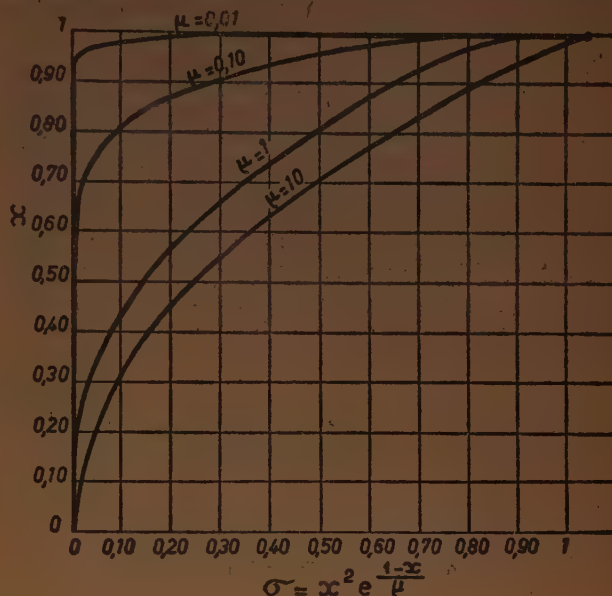


FIG. 1. — Allure des courbes de déformation d'un liquide visqueux suivant  $\mu$ .

plus accentué que  $\mu$  est plus petit. Or  $\mu$  décroît lorsque la température augmente. Ceci explique que la limite élastique est d'autant moins marquée que la température est plus élevée. Ceci explique encore que certains liquides visqueux présentent les caractéristiques d'un solide avec une apparence de phase élastique et une limite d'écoulement très nettes. La plupart des matériaux visqueux que l'on a coutume de considérer comme des liquides ne montrent pas, dès le début de la déformation, dans un essai de fluage un écoulement à vitesse constante. Ceci semblerait indiquer qu'il existe pour eux une première période de déformation dans laquelle certaines liaisons moléculaires réagissent élastiquement. Cette période correspond à l'épuisement d'une limite d'allongement élastique qui une fois dépassée pour un nombre de liaisons statistiquement suffisant laisse le corps dans un véritable état liquide. Tant que la matière est en mouvement cet état subsiste tandis qu'au repos les liaisons élastiques rétablissent leur réseau et donnent une nouvelle rigidité. Il existe en quelque sorte un état thixotropique dont la rupture a lieu par dépassement d'une déformation limite. Ceci voudrait dire que  $\alpha$  est une fonction de  $\sigma$  qui tend vers l'unité pour une valeur plus ou moins grande de la variable suivant la fermeté du corps.

Ajoutons encore que pour les corps qui présentent une limite d'élasticité nettement apparente avant la limite de rupture, les essais à vitesse croissante montrent que cette limite d'élasticité croît plus vite que la limite de rupture et tend à rejoindre cette dernière pour les vitesses élevées (vitesses de choc). Lorsque cette dernière croît, il arrive un moment où, pour certains corps, l'allure de la rupture change brusquement et passe d'un seul coup à un allongement très faible. Le même phénomène est observé quand on fait décroître la température d'essai. Ceci provient

(1) Circulaire I 13, fig. 4 et 5.



vraisemblablement d'un accroissement de la viscosité qui devient telle que la résistance au glissement a atteint la valeur de la cohésion. Certains corps présentent cette propriété à la température ambiante, ce sont les corps fragiles.

Nous avons parlé jusqu'à présent de vitesses de chargement ou de déformation continues. Lorsque la charge est appliquée par quanta successifs suivis d'une période de stabilisation, on constate que le diagramme de déformation devient franchement extérieur à celui que l'on obtient avec une vitesse de déformation moyenne. Il présente, en outre, une forme discontinue avec paliers successifs séparés par des efforts qui sont toujours des multiples

de la grandeur unitaire de chargement. En d'autres termes, certains chargements provoquent une déformation plastique tandis que d'autres n'en donnent aucune. La figure 2 montre quelques-uns de ces diagrammes obtenus au Laboratoire. Ceci conduit à penser que toute plastification ne peut se propager tant qu'un volume minimum continu formé dans le métal polycristallin par certain nombre de cristaux n'ait été sollicité au delà d'un taux de travail déterminé. Il se produit alors une déformation d'ensemble puis un nouvel état d'équilibre auquel nous pouvons laisser le temps de se stabiliser. Par contre, sous un régime de chargement continu, on provoque une continuité dans le volume de déformation et l'on entretient la plasticité. On

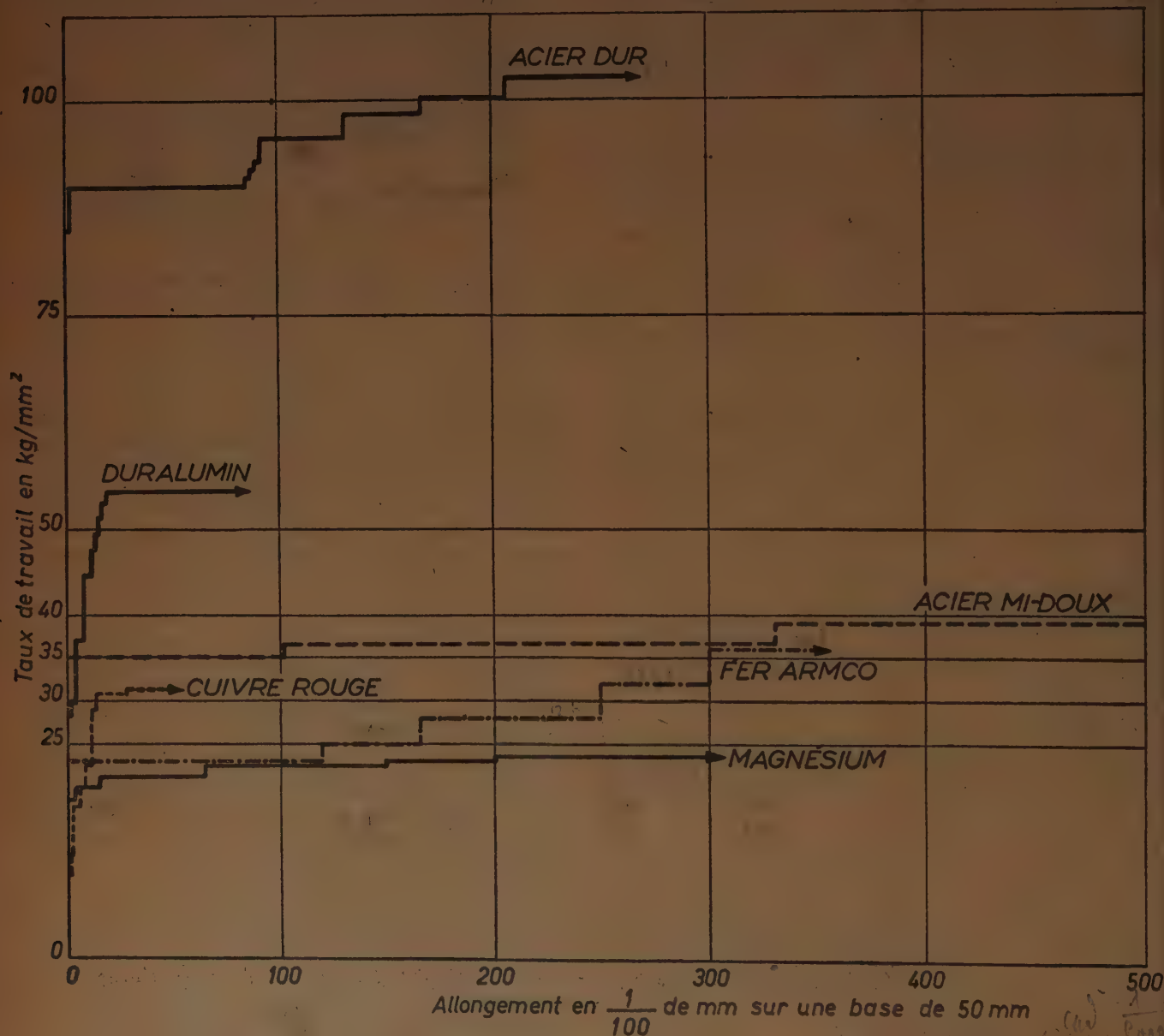


FIG. 2. — Diagrammes des déformations plastiques de divers métaux sous charges successives.

Charge unitaire :  $0,33 \text{ kg/mm}^2$ . Intervalles : 24 h à 72 h.



arrivera à concevoir de cette manière la notion de volume de blocage d'autant plus étendu que le cristal est moins isotrope au point de vue plastique.

On pourrait provoquer la sollicitation d'une manière différente en appliquant des quanta de déformations et en mesurant les réactions correspondantes. On trouverait probablement une courbe formée de crans successifs, chaque cran étant composé d'une montée élastique composée de plusieurs quanta de déformation suivie d'une chute brutale de la réaction par relaxation sous allongement fixe. Dans l'impossibilité de réaliser cet essai de conception théorique, car il nécessite une machine infiniment dure, nous avons opéré d'une manière un peu différente. La figure 3 a été obtenue en mettant sur un bâti fixe une éprouvette en série avec un anneau dynamométrique. On appliquait chaque jour par un système de vis

sans fin une déformation à l'ensemble « éprouvette + anneau » de telle façon que ceci conduise à une augmentation de tension instantanée dans l'anneau correspondant à  $0,33 \text{ kg/mm}^2$  dans l'éprouvette. Ceci correspond aux parties ascendantes des crans de la figure qui sont pour la grande majorité des déformations élastiques. Pendant les périodes de repos de 24 h l'énergie potentielle accumulée dans l'anneau pouvait donner lieu à une chute de tension plus ou moins rapide jusqu'à ce que la mise en charge soit reprise. Cette baisse de tension qui ne se produisait généralement qu'après plusieurs charges successives conduisait à un allongement dont la grandeur dépendait de l'élasticité propre de l'anneau. Il existe donc pour chaque allongement une limite inférieure et une limite supérieure d'écoulement qui correspondent à un volume de blocage plus ou moins réparti dans la masse totale.

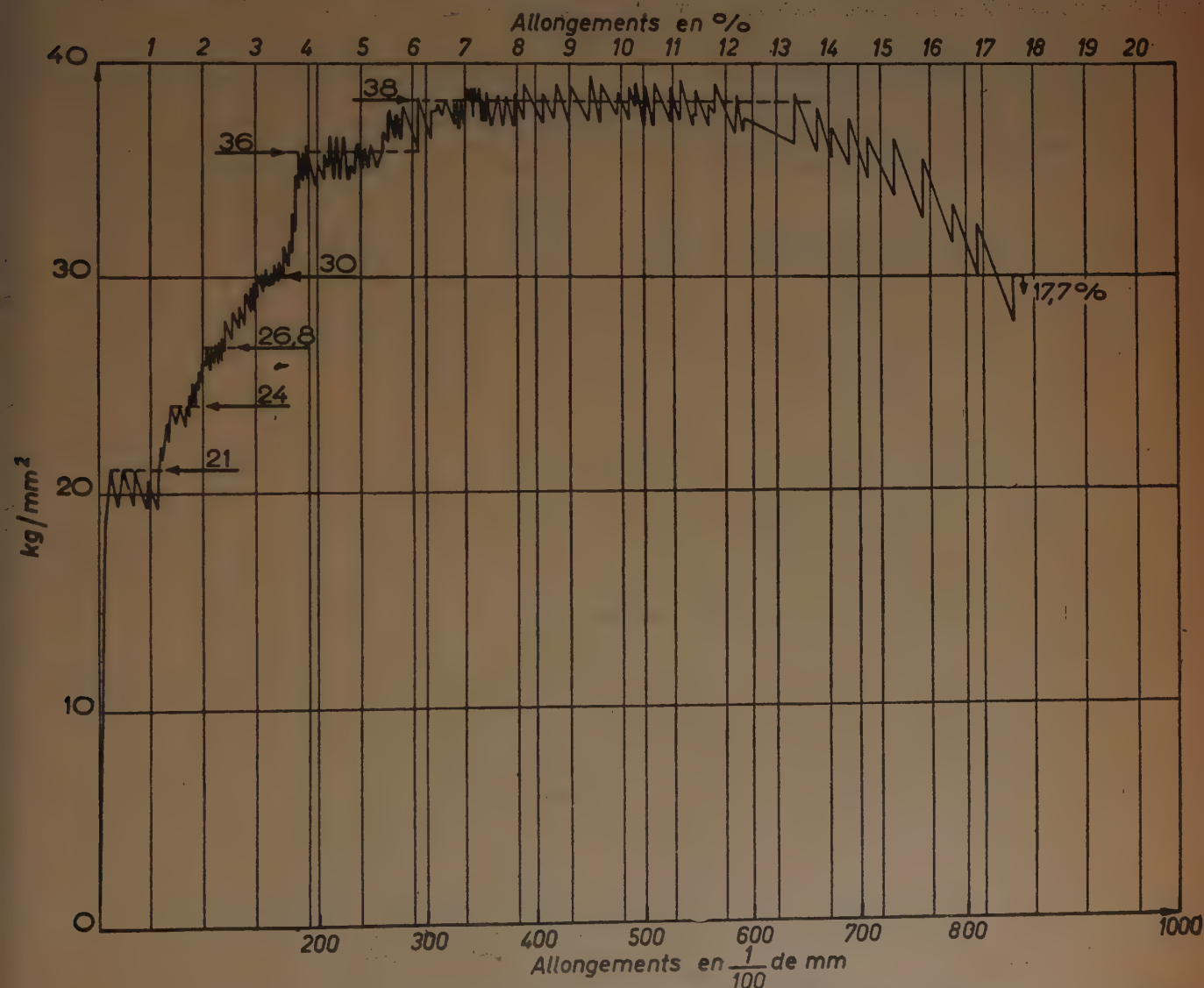


FIG. 3. — Diagramme obtenu sur fer Armco avec déformations imposées, provoquant chaque jour une élévation de la réaction de  $0,33 \text{ kg/mm}^2$  suivies d'une période de relaxation sur longueur fixe. Longueur de l'éprouvette : 50 mm. Section :  $30 \text{ mm}^2$ .



Il est remarquable que la plupart des droites horizontales qui peuvent être tracées en coupant à la fois plusieurs crans de la courbe figure 3 correspondent aux paliers de la figure précédente. Ceci met en évidence la cause commune aux deux phénomènes. Mais, si les déformations plastiques bloquées ne se développent pas dans le volume et ne conduisent pas à une déformation plastique sensible, elles ont des conséquences sur une autre propriété des matériaux qui est le frottement interne. Ces déformations lorsqu'elles sont inférieures à une certaine amplitude restent réversibles tout en absorbant de l'énergie. Sous l'effet d'application d'efforts répétés, il se produit dans l'ensemble des distorsions cristallines limitées une adaptation qu'il reste à préciser et qui conduit à une énergie potentielle supérieure, le travail absorbé au cours de chaque cycle diminue quand le nombre de répétitions augmente et tend vers une limite inférieure. Lorsque l'amplitude de l'effort ou de la déformation imposée décroît et tend vers zéro l'énergie dissipée ne s'annule pas, elle tend vers une limite inférieure. Ceci prouve qu'il ne s'agit pas d'un phénomène de pure viscosité mais d'un mécanisme différent qui s'ajoute à la viscosité <sup>(1)</sup>. Ceci montre d'autre part que sous les contraintes extérieures nulles existent des tensions internes, car en l'absence de celles-ci l'hystérésis plastique devrait être nul dans l'état naturel.

<sup>(1)</sup> Faisons remarquer qu'une partie de la viscosité peut être d'origine thermique et provenir de la propagation de la chaleur dégagée par les dilatations et les frottements internes ainsi que l'a montré Y. ROCARD.

L'énergie dissipée rapportée à l'énergie élastique restituée pour  $S = 0$  que nous appellerons  $\lambda_0$  doit donc être une fonction croissante des tensions internes et doit dépendre également de leur distribution et de leur concentration. Le fait que  $\lambda_0$  diminue après un certain nombre de répétitions d'efforts montre que ce traitement a pour effet de diminuer ou d'uniformiser les tensions internes. Ceci a lieu lorsque l'amplitude des tensions imposée est inférieure à une certaine valeur  $S_z$ . Dans le cas contraire, après quelques oscillations de  $\lambda_0$ , cette caractéristique augmente indéfiniment, et au bout d'un nombre plus ou moins grand de répétitions on obtient une rupture par fatigue. On peut donc en déduire que la rupture par fatigue est provoquée par une augmentation des tensions internes. Si comme semblent le montrer les études de MM. PAUL, REIMBERT et LANGEVIN, la perméabilité magnétique est un indice de l'amplitude moyenne des distorsions des réseaux cristallins et des tensions internes qui en découlent, cette propriété peut, dans le cas des métaux ferro-magnétiques, servir à évaluer la limite d'endurance. Les raisonnements et les calculs qui précèdent résultent d'expériences faites sur des métaux et des solides amorphes tels que les matières plastiques, les bitumes et les solides organiques synthétiques. Il est une classe de solides aux propriétés plus complexes, ce sont les liants hydrauliques. La phase liquide qui permet leur durcissement physico-chimique continue à jouer un rôle mécanique. C'est ce qui a fait l'objet d'études publiées par ailleurs <sup>(1)</sup>.

<sup>(1)</sup> Voir circulaires F 29 et F 37.

*Reproduction interdite.*



ESSAIS ET MESURES N° 3

RECHERCHES SUR LA PLASTICITÉ DES MÉTAUX

UNE NOUVELLE MÉTHODE  
POUR L'ÉTUDE DE LA RELAXATION  
DES FILS D'ACIER

Par **M. G. DAWANCE**, Ingénieur A. M., Chef de la section des recherches sur les métaux  
aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

SOMMAIRE :

	Pages.
MÉTHODE DE MESURE.....	2
RÉALISATION PRATIQUE.....	3
PRÉCISION DES RÉSULTATS.....	3
QUELQUES RÉSULTATS D'ESSAIS.....	4
INTERPRÉTATION DES ESSAIS.....	4
CONCLUSIONS .....	8
APPLICATION DES RÉSULTATS D'ESSAIS AU BÉTON PRÉCONTRAIN.....	8
BIBLIOGRAPHIE.....	8

*Reproduction interdite.*



# ÉTUDE DE LA RELAXATION

## Introduction.

Les fils d'acier utilisés pour la fabrication des poutres en béton précontraint sont le plus souvent tendus à des contraintes atteignant ou dépassant la limite élastique telle qu'elle est définie par l'A. F. N. O. R. Pour ces valeurs élevées on remarque une nette diminution de contrainte avec le temps si on maintient l'allongement initial. Aussi, à la demande de la *Société technique pour l'utilisation de la précontrainte* (S. T. U. P.), les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics ont mis au point une méthode permettant l'établissement des courbes de relaxation des fils d'acier de diamètre inférieur à 5 mm.

La méthode proposée permet de mesurer à tout moment, sans précautions spéciales et avec un matériel très réduit, la contrainte s'exerçant dans le fil.

## Méthode de mesure.

L'effort supporté par le fil est déterminé par la mesure de sa fréquence propre de vibration transversale.

La formule classique des cordes vibrantes :

$$(1) \quad f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{Tg}{\omega}}$$

(dans laquelle :  $f$  est la fréquence,  $L$  : la longueur de la corde,  $T$  : la contrainte,  $g$  : l'accélération de la pesanteur,  $\omega$  : le poids spécifique de l'acier du fil), ne permet pas de déterminer exactement l'effort. Il est nécessaire de la corriger en fonction de la rigidité de la corde.

La fréquence  $f$  de vibration transversale d'un fil rigide est reliée par la loi de SAVART à la fréquence  $f'$  de la corde sans rigidité :

$$(2) \quad f^2 = f'^2 + f_1^2$$

formule dans laquelle  $f_1$  est la fréquence de vibration transversale de la poutre formée par le fil sans tension reposant sur deux appuis :

$$(3) \quad f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EI}{\mu L^4}}$$

ou :

$E$  : module d'élasticité de l'acier  $\approx 20\,500 \text{ kg/mm}^2$   
 $\mu$  : masse de l'unité de longueur du fil

$I$  : moment d'inertie axial du fil :  $\frac{\pi d^4}{32}$

La mesure de la fréquence de vibration peut être faite au moyen d'un générateur basse fréquence suffisamment

précis excitant la corde par l'intermédiaire d'un électro-aimant.

Le Laboratoire a choisi pour cette mesure le poste d'écoute des témoins sonores (système COYNE). Cet appareil se compose d'une vis micrométrique tendant une corde avec possibilité de tarage au moyen d'un diapason donnant le  $La_3 = 435 \text{ Hz}$ , ainsi qu'un dispositif permettant de faire vibrer les cordes à distance <sup>(1)</sup>.

Cet appareil donne immédiatement les déformations relatives d'une corde de 20 cm de long, exprimées en  $\mu$ /mètre, la fréquence donnée par cette corde peut être exprimée par une relation de la même forme que (1) en fonction des indications  $X$  de la vis micrométrique :

$$(4) \quad f = A \sqrt{X + B'}$$

dans lesquelles  $A$  et  $B'$  sont deux constantes propres à l'appareil. Ces constantes sont déterminées par la mesure de deux harmoniques successifs du diapason.

Le coefficient  $A$  est constant pour un appareil déterminé, mais  $B'$  peut varier très légèrement, au cours du temps (fluage de la corde du fréquencesmètre, glissement de la même corde dans ses ancrages), aussi on utilise un coefficient  $B$  tel que

$$(5) \quad B' = B + D'$$

$D'$  étant la lecture correspondant au diapason lors du premier tarage et ainsi on obtient une formule simple de la forme :

$$(6) \quad f = A \sqrt{X - D + B}$$

où  $D$  est la mesure actuelle du diapason. En combinant les formules (1) et (6) on obtient :

$$(7) \quad T = 4A^2 l^2 \frac{\omega}{g} (B + X - D)$$

où il faut introduire la correction de rigidité. On calcule le terme  $f_1^2$ , formule (3), constant pour un type de fil donné. Ce terme, divisé par le coefficient  $4A^2 l^2 \frac{\omega}{g}$  s'introduit dans la parenthèse en modifiant la valeur de  $B$  d'une quantité constante pour une longueur et un diamètre de fil déterminés; ainsi le calcul des contraintes supportées par les fils en essai se limite à une simple addition suivie d'un produit.

<sup>(1)</sup> Voir circulaire I. 16 de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.



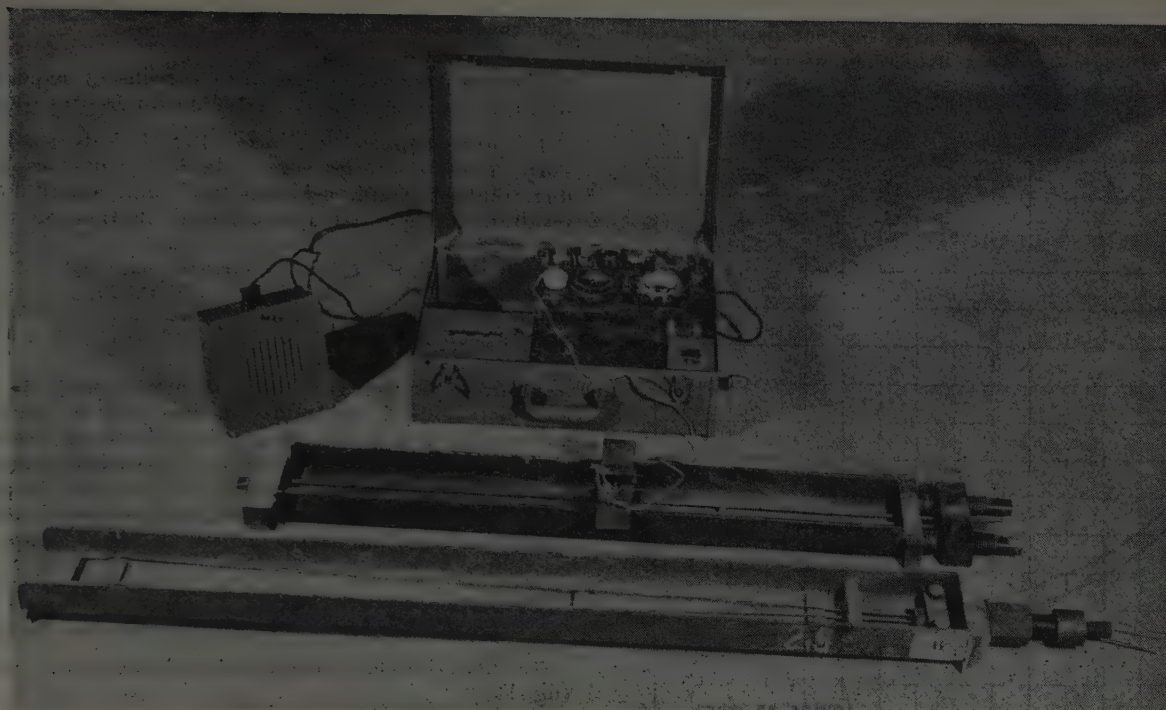


FIG. 1. — Photographie de l'ensemble du matériel comprenant :

l'appareil Coyne,  
1 bâti pour fils de 5 mm,  
1 bâti pour fils de 2 ou 2,5 mm.

### Réalisation pratique (voir fig. 1).

Les deux fils sont tendus sur un bâti très rigide constitué par un U. P. N. Les fils de 5 mm sont ancrés à chaque extrémité par deux clavettes en acier trempé. Les fils de 2 mm et 2,5 mm sont fixés par clavette à une extrémité et le fil repose sur un demi-rond à l'autre extrémité. La longueur libre des fils entre encastrements est de 1 m environ.

Chaque bâti comporte son dispositif de mise en tension constitué tout simplement par un système vis-écrou.

La photographie (fig. 1) montre l'ensemble du matériel d'essai comprenant l'appareil COYNE, un bâti pour l'essai des fils de 5 mm et un bâti pour l'essai des fils de 2 mm et 2,5 mm.

Les fréquences données par une corde de 1 m étant trop basses pour être mesurées avec précision, on crée un nœud de vibration en fixant le fil au 1/3 de sa longueur. La fréquence à mesurer tombe ainsi dans la gamme 400-800 Hertz de l'appareil COYNE.

Le fil est mis en vibration au moyen des électro-aimants utilisés dans les témoins sonores et la mesure est faite comme avec ceux-ci.

### Précision des résultats.

La mesure de la fréquence est faite avec une précision de l'ordre de 0,5 %. Des mesures faites, sur une corde de 5 mm, en mesurant ses fréquences de vibration fondamentales et ses harmoniques jusqu'au 6<sup>e</sup> ont donné les résultats suivants :

LONGUEUR du fil entre deux nœuds de vibration	HARMO- NIQUE	FRÉQUENCE du fil (Hertz)	FRÉQUENCE du fil corrigée (Hertz)	fréquence corrigée rang de l'harmonique	CONTRAINTES calculée kg/mm
1 000 mm	1	113,2	113	113	40,2
333 mm	3	352	340	113,2	40,4
250 mm	4	486	457	114,1	41
166 mm	6	772	679	113	40,2

Ces chiffres montrent que la correction croît très vite quand augmente le rang de l'harmonique. Toutefois, c'est la mesure faite au moyen de l'harmonique 3 qui a été choisie pour la raison indiquée au paragraphe précédent.

La précision générale de la mesure est de l'ordre de 1 %, et on observe rarement une dispersion supérieure à 1 % sur les courbes de relaxation.

Les mesures auraient pu être troublées par le glissement du fil dans les ancrages. Aussi, pour mettre ce fait en évidence, il a été exécuté une série d'essais avec des fils tendus sur des bâtis de longueurs différentes, tout glissement ayant une influence plus grande sur un fil de 50 cm que sur un fil de 2 m.



Ces essais ont prouvé que le glissement dans les coins n'était pas supérieur à la dispersion observée dans les mesures (voir fig. 2 et 3).

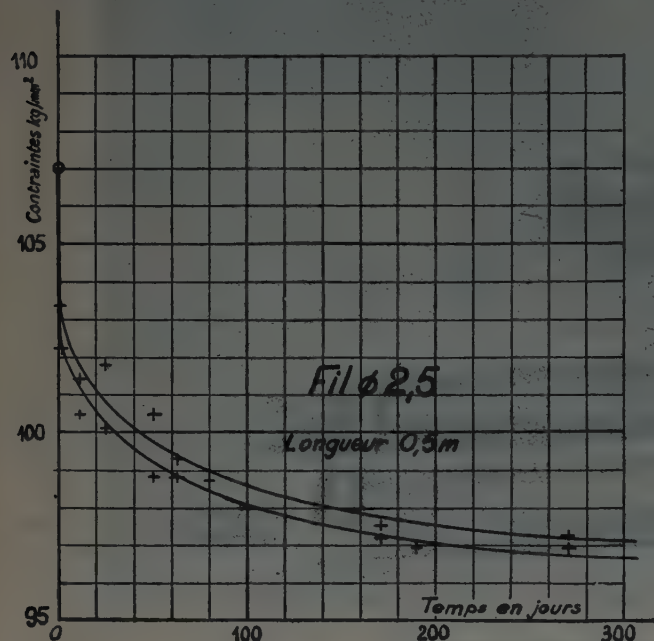


FIG. 2. — Courbes de relaxation d'un fil de 2,5 mm tendu à 107 kg/mm<sup>2</sup> de 0,50 m de long.

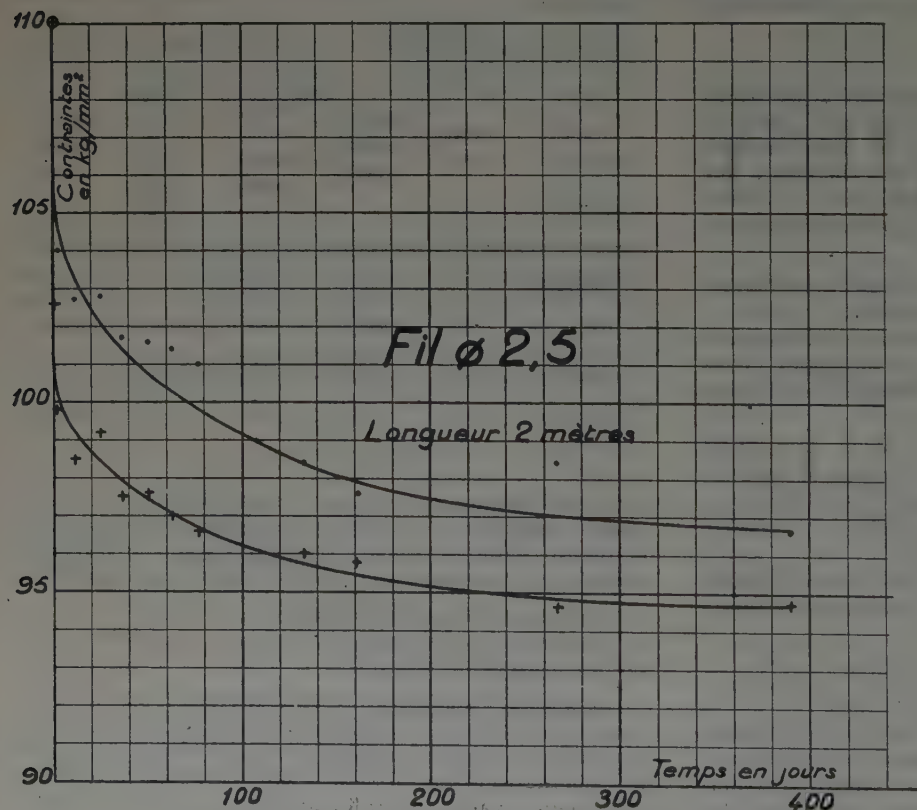


FIG. 3. — Courbes de relaxation d'un fil de 2,5 mm tendu à 110 kg/mm<sup>2</sup> de 2 m de long.

### Quelques résultats d'essais.

Plusieurs séries d'essais furent réalisées avec des fils de 2, 2,5 et 5 mm de diamètre de différentes qualités.

La première série de courbes (fig. 4, 5, 6, 7, 8) se rapporte à des essais de courte durée sur des fils en acier dur tréfilés à froid, de diamètre 5 mm ayant donné les résultats moyens suivants à l'essai de traction (fig. 9) :

Limite d'élasticité à 0,2 % (suivant norme AFNOR) .....	129 kg/mm <sup>2</sup>
Limite de rupture .....	158 kg/mm <sup>2</sup>
Allongement de rupture .....	7 à 8 %

les courbes de la figure 10 donnent la chute de tension en fonction de la contrainte initiale pour ce type de fils au bout de 1 h, 1 j et 10 j. On constate sur ces courbes qu'au-dessus de 110 kg/mm<sup>2</sup> les relaxations augmentent rapidement et que la relaxation au cours de la première heure représente une part très importante de la relaxation totale, part qui paraît augmenter en même temps que la contrainte.

Des essais de très longue durée (supérieure à 800 j), ont été exécutés sur des fils de diamètre de 2,5 mm.

Ce fil avait les caractéristiques moyennes suivantes (fig. 11) :

Limite de rupture en traction .....	200 kg/mm <sup>2</sup>
Limite élastique à 0,2 % (AFNOR) .....	159 kg/mm <sup>2</sup>
Allongement de rupture .....	6 à 8 %

Deux essais de relaxation furent exécutés : l'un au-dessus de la limite élastique à 180 kg/mm<sup>2</sup>, l'autre au-dessous, à 140 kg/mm<sup>2</sup> (fig. 12 et 13). On constate même, à 140 kg/mm<sup>2</sup>, une relaxation importante de l'ordre de 13 kg/mm<sup>2</sup>, obtenue en 2 ans et 3 mois; cependant, il est probable que si l'essai était poursuivi encore 10 ans la contrainte ne diminuerait pas de plus de 2 ou 3 kg/mm<sup>2</sup>, ce qui donnerait un ordre de grandeur de relaxation de 10 % de la charge initiale pour un fil tendu à une charge sensiblement égale aux 2/3 de la limite de rupture pour 10 années. L'essai à 180 kg/mm<sup>2</sup> accuse lui une chute beaucoup plus rapide.

### Interprétation des essais de relaxation.

Appelons  $i$  la déformation totale imposée au fil rapportée à l'unité de longueur,  $i_e$  la déformation élastique et  $i_p$  la déformation non élastique.

La déformation totale du fil,

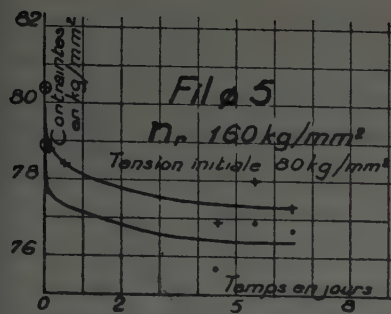


FIG. 4.

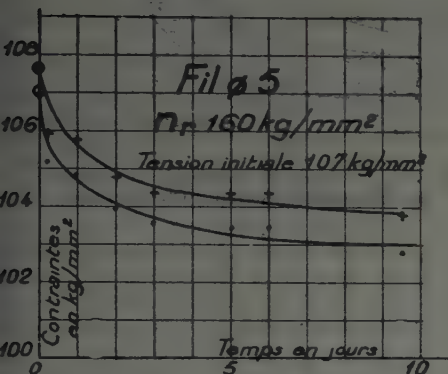


FIG. 5.

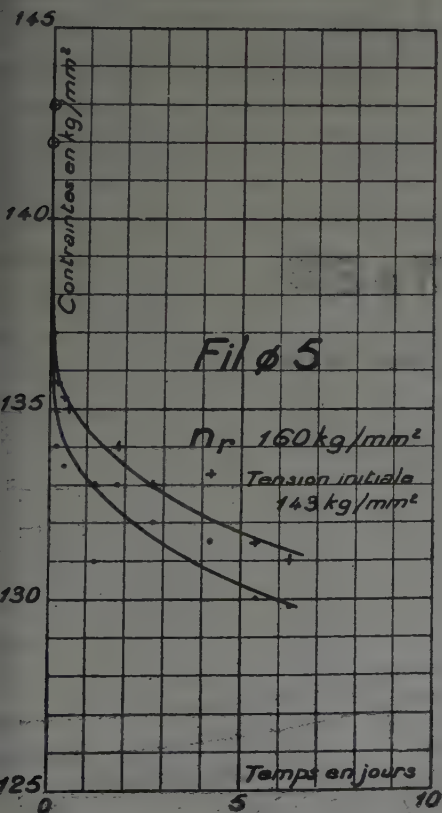


FIG. 7.

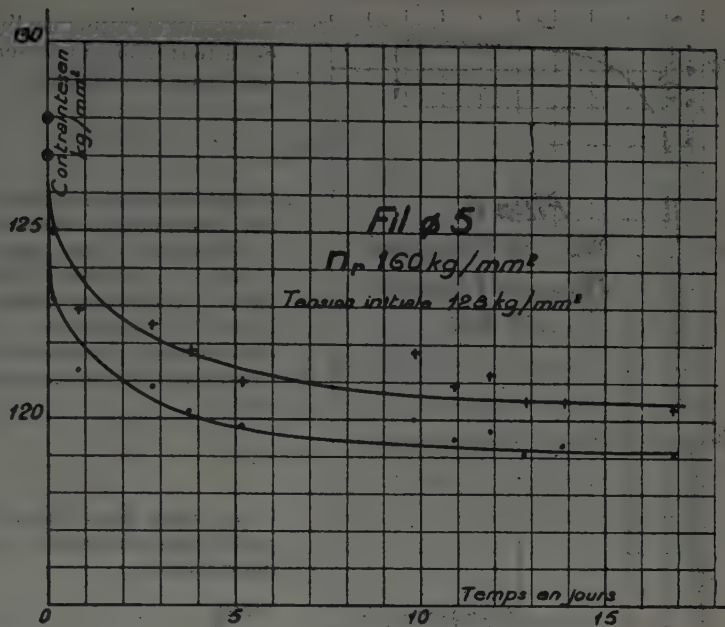


FIG. 6.

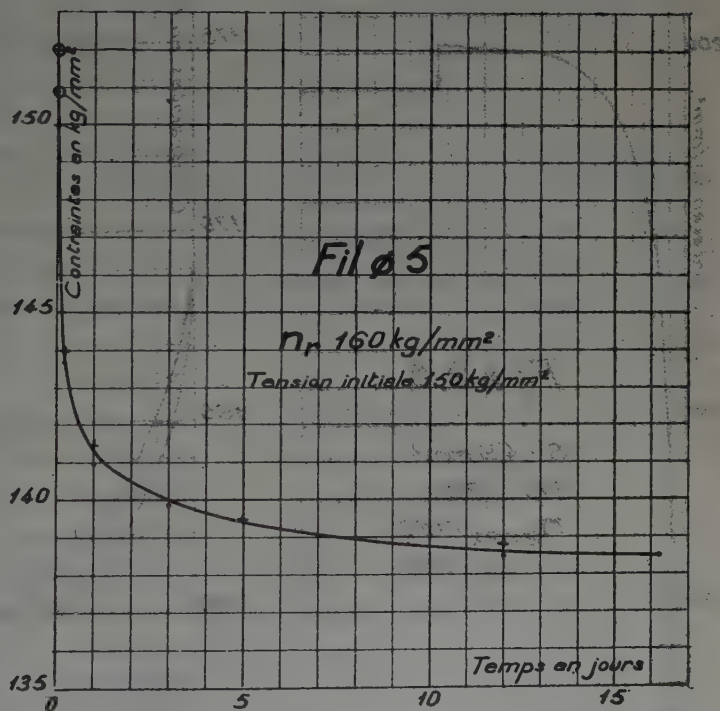


FIG. 8.

FIG. 4, 5, 6, 7 et 8. — Courbes de relaxation d'un fil de 5 mm tendu à 80, 107, 128, 143 et 150 kg/mm².



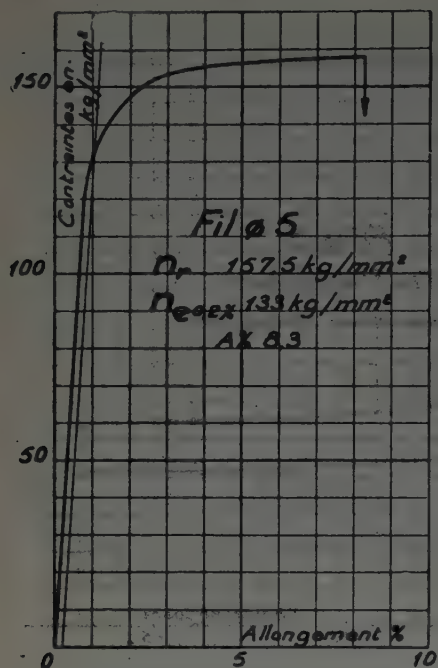


FIG. 9. — Diagramme de traction des fils de 5 mm.

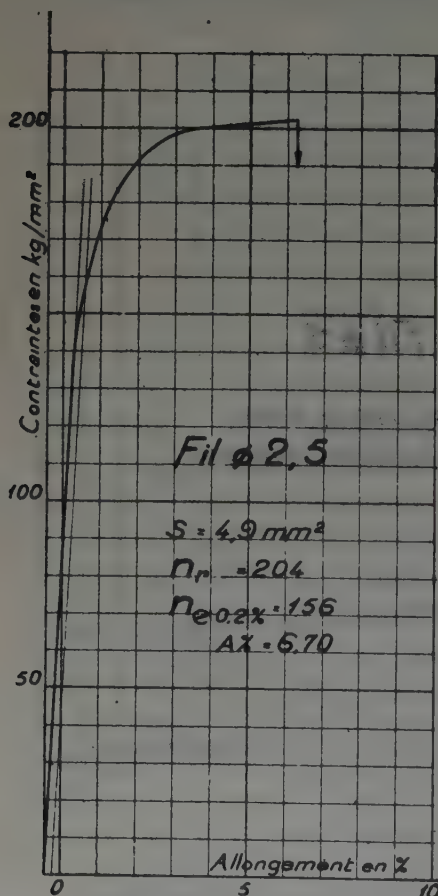


FIG. 11. — Diagramme de traction des fils de 2,5 mm

constante au cours de l'essai, est à tout moment la somme des deux déformations

$$i = i_e + i_p.$$

La déformation élastique peut être exprimée en fonction de la contrainte  $n$  que supporte le fil et le module d'élasticité  $E$ . A l'instant initial on avait la contrainte  $n_i$ , les déformations permanentes ne s'étant pas encore produites, on a :

$$i = \frac{n_i}{E}$$

et on peut ainsi calculer la partie non élastique  $i_p$  de la déformation :

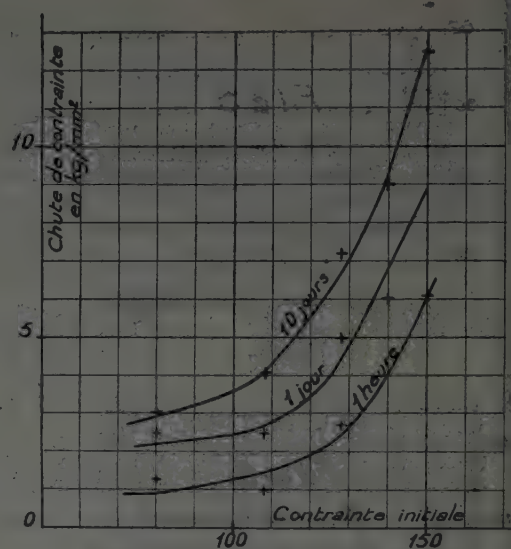


FIG. 10. — Chute de contrainte en fonction de la contrainte initiale, fils de 5 mm.

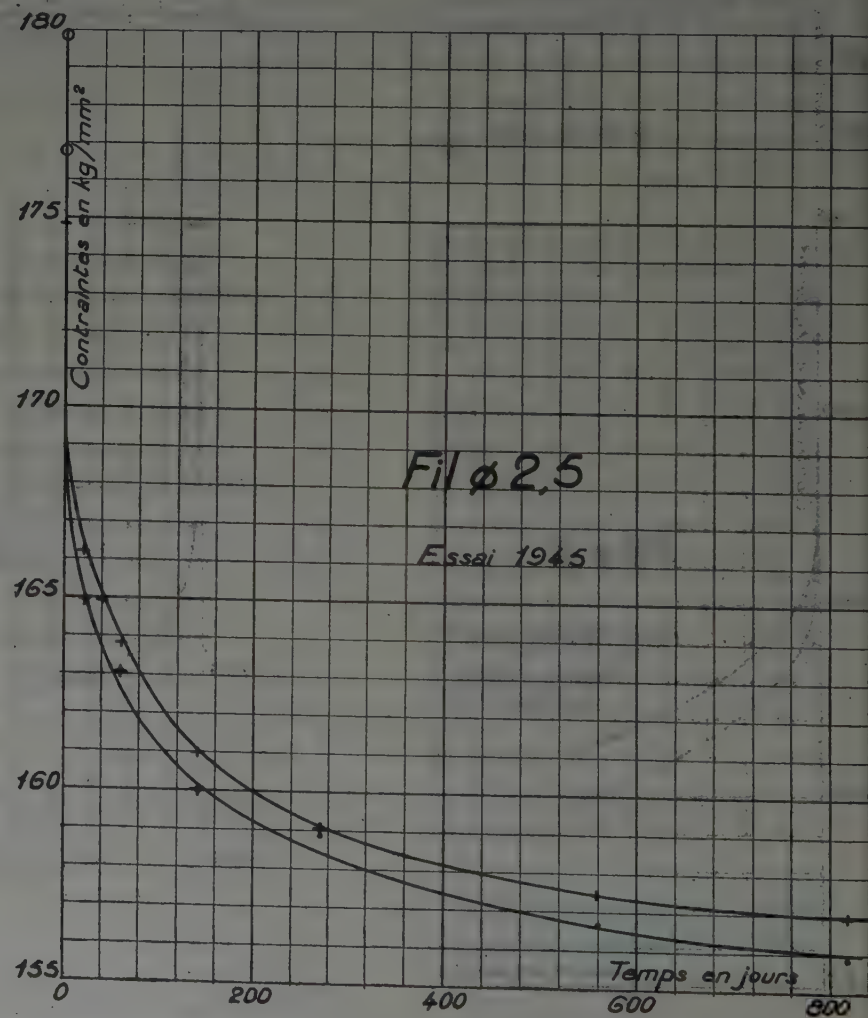


FIG. 12. — Courbe de relaxation d'un fil de 2,5 mm, tendu à 180 kg/mm².

$$i_p = \frac{n_i - n}{E}$$

et si l'on dérive on obtient la relation qui lie la vitesse de fluage à la vitesse de relaxation :

$$\frac{di_p}{dt} = \frac{1}{E} \frac{dn}{dt}$$

On a proposé de nombreuses lois établies soit théoriquement, soit expérimentalement pour représenter la vitesse de fluage  $\frac{di_p}{dt}$ . Cependant aucune ne donne de solution simple au problème. C'est-à-dire la possibilité de déterminer facilement la relaxation après 1 ou 10 ans à partir d'un essai de courte durée.

Cependant, si l'on trace les courbes de relaxation en coordonnées semi-logarithmiques (fig. 14), on constate que ces courbes ne sont pas des droites, mais que la plupart possèdent entre 10 j et 100 j un point d'inflexion. Il suffit donc de prolonger la tangente qui traverse la courbe pour avoir des valeurs que la relaxation réelle du fil ne dépassera pas.

Il est possible de relier les essais de fluage, de relaxation et de traction entre eux. On utilise dans ce but une représentation à trois dimensions. Les trois axes sont : la contrainte, la déformation et le troisième axe la vitesse

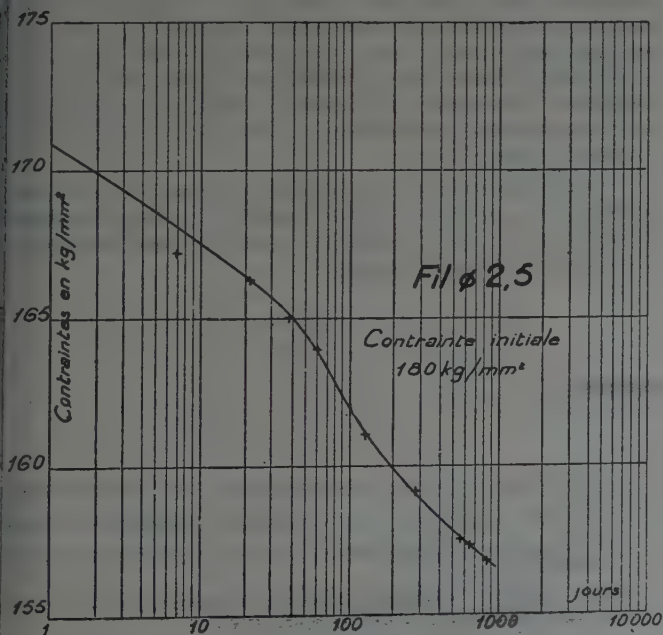


FIG. 14. — Courbe de relaxation d'un fil de 2,5 mm, en coordonnées semi-logarithmiques (Essai de la fig. 12).

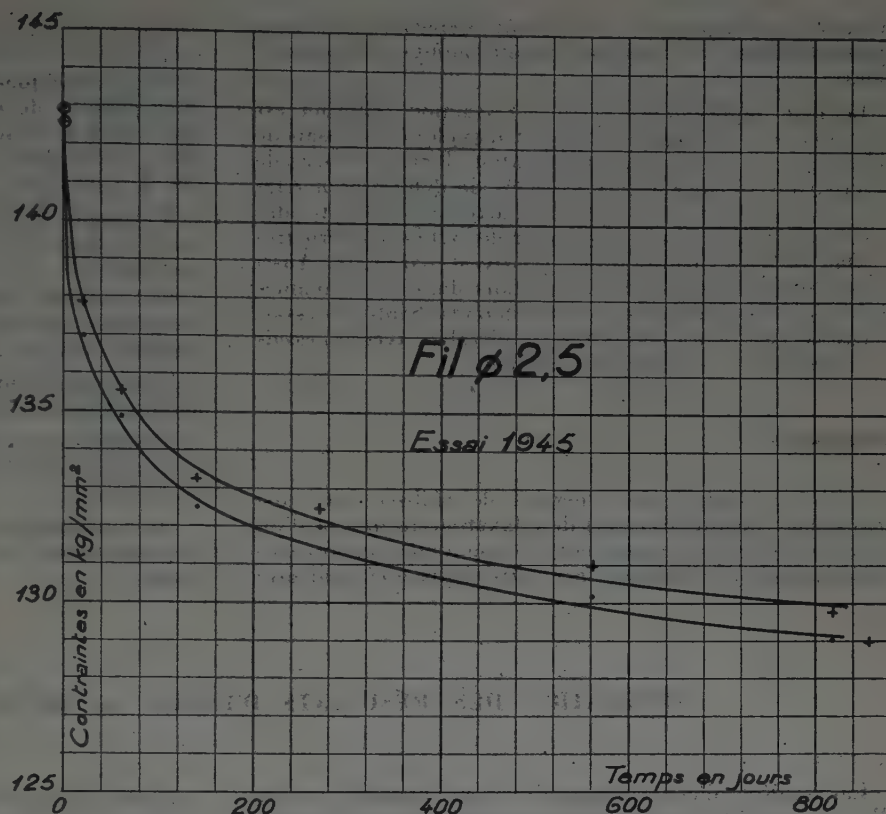


FIG. 13. — Courbe de relaxation d'un fil de 2,5 mm, tendu à 143 kg/mm².

de déformation. On a ainsi une représentation de la forme de la figure 15. Les sections par un plan parallèle au plan des contraintes-déformations représentent les essais de traction à différentes vitesses de déformation, les sections par un plan horizontal des essais de fluage (contrainte constante), les sections par un plan parallèle au plan déformation-vitesse, les essais de relaxation.

Le nombre d'essais étant insuffisant, il a été impossible

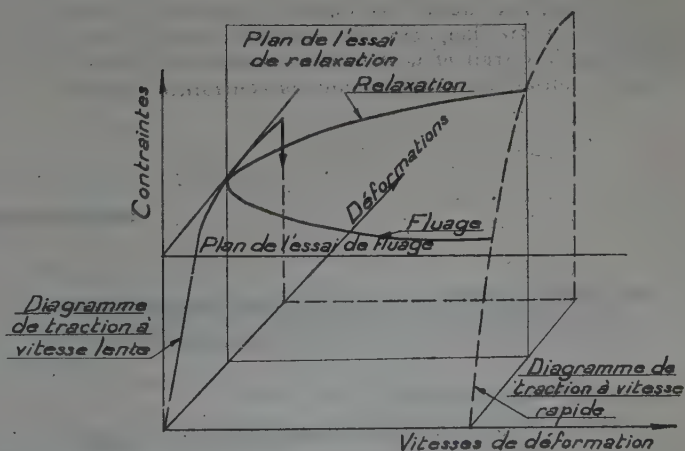


FIG. 15. — Représentation générale d'un diagramme contraintes-déformations-temps, pour un acier dur treffilé.



d'établir ce diagramme exactement. Cependant on peut qualitativement en tirer un certain nombre de conclusions :

Le plan représentant l'essai de traction habituel est très loin de la zone que permettent d'explorer les essais de relaxation; la vitesse de déformation lors de l'essai de traction est de l'ordre de 0,1 à 1 % de déformation relative par minute alors que la partie intéressante des courbes de relaxation se situe pour des vitesses inférieures à  $100 \cdot 10^{-6}$  (en déformations relatives) par jour. Aussi il est difficile de relier des essais faits dans des domaines de vitesses de déformations très différents. Seuls des essais à vitesse assez lente permettraient d'établir avec les essais de relaxation le diagramme complet.

### Conclusions.

1° La méthode utilisée permet de réaliser avec une très grande facilité les essais de relaxation au moyen d'un matériel très réduit et qui peut être manipulé sans précautions spéciales. Le matériel peut être déplacé et peut être

conservé à des températures non uniformes sans altérer la précision des mesures.

2° Les quelques essais déjà exécutés ont montré qu'il était possible de fixer une limite à la relaxation des fils dès que l'on a sur le diagramme semi-logarithmique le point d'inflexion de la courbe (Interpolation valable de 100 à 1 000 j.)

3° L'essai de traction tel qu'il est exécuté actuellement ne donne pas de renseignements précis sur la relaxation des fils.

4° L'essai de relaxation permet seul de déterminer exactement les aptitudes d'un fil pour son utilisation comme armature pour le béton précontraint.

Il permet d'étudier les moyens de diminuer la relaxation des fils. Ces moyens peuvent être :

L'amélioration des fabrications par la modification de la composition chimique, des traitements mécaniques et thermiques;

La compensation des premières déformations obtenues en maintenant la charge initiale pendant un certain temps.

## APPLICATION DES RÉSULTATS D'ESSAIS AU BÉTON PRÉCONTRAIT

Les résultats d'essais donnent le comportement des fils d'acier lorsqu'ils sont soumis à un allongement constant appliqué très rapidement et maintenu pendant longtemps. Les mesures commencent au cours de la première minute de mise en charge. L'application de ces résultats au béton précontraint n'est possible qu'en tenant compte de facteurs favorables ou défavorables provenant de la différence existant entre la réalité et les essais; ce sont :

a) Lors de la mise en tension des éléments en béton précontraint la charge maximum est maintenue pendant un certain temps, ce qui a pour effet de compenser les premières déformations et ainsi de réduire considérablement la relaxation totale.

b) La longueur du fil est imposée par celle du béton comprimé. Cette longueur est rendue variable dans le temps par le retrait et la déformation lente du béton. La longueur initiale du fil diminuant, la contrainte supportée

par celui-ci diminue, et la relaxation du fil en est réduite.

c) Le comportement du fil dépend évidemment de la bonne tenue de ses ancrages soit par adhérence, soit par coins.

d) La résistance d'une poutre en béton précontraint en fonction de son âge ne dépend pas seulement de la relaxation des aciers mais aussi de la résistance et du module d'élasticité du béton, dont l'influence en fonction de l'âge joue dans le sens augmentation de résistance. Il apparaît donc qu'en choisissant judicieusement la contrainte de traction des aciers on obtiendra des poutres dont la résistance se maintiendra constante ou augmentera en fonction de l'âge.

L'étude expérimentale précise de chacun de ces phénomènes doit permettre de les chiffrer et ainsi d'analyser d'une manière assez exacte le comportement du béton précontraint dans le temps.

## BIBLIOGRAPHIE

1. Description du procédé de mesure des contraintes par cordes vibrantes. Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Circulaire I. 16 de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

2. Creep of Metals. Engineering, 8 mars 1946.

3. A. NADAI. — The creep of metal under various stress conditions.

Applied mechanics, 1941. Cette étude propose une loi de la forme  $\frac{d\epsilon}{dt} = u_0 \cdot \frac{t}{t_0}$  pour la vitesse de fluage. L'application de cette loi conduit, après intégration, à des courbes de relaxation de la forme de la figure 14.

4. R. DE STRYCKER. — Fluage à froid des fils tréfilés. Journées métallurgiques d'automne, Paris, Octobre 1947.

28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII<sup>e</sup>

Février 1948

N° 10

Nouvelle série.

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

## AMÉNAGEMENTS INTÉRIEURS, N° 1

# LES VERNIS AUX RÉSINES ARTIFICIELLES ET LES PEINTURES DÉRIVÉES DANS LES TRAVAUX DU PEINTRE EN BATIMENT

Par **M. H. RABATÉ**, ancien élève de l'École Polytechnique.

EXPOSÉ DU 3 FÉVRIER 1948

SOUS LA PRÉSIDENTIE DE M. E. RIGOLOT,  
Président de l'Union nationale des Peintres-Vitriers de France.

*Après avoir rappelé à l'assistance que l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics inaugure aujourd'hui une nouvelle série de conférences, M. RIGOLOT présente M. RABATÉ à ses auditeurs.*

*Ancien élève de l'École Polytechnique, M. RABATÉ s'est depuis plus de vingt années consacré à l'étude des questions de peinture. La renommée qu'il y a acquise l'a fait désigner comme Arbitre-Expert près du Tribunal de la Seine pour ces matières.*

*Fondateur et Rédacteur en Chef des revues : Peintures, Pigments, Vernis, destinée principalement aux Fabricants de Peinture et Travaux de Peinture, qui est faite pour les Entrepreneurs de Peinture, M. RABATÉ est en outre Secrétaire permanent de la Commission générale des Peintures à l'A. F. N. O. R.*

*Lors du congrès qui s'est tenu au mois d'octobre 1947 à Paris entre les techniciens de la fabrication des peintures appartenant à de nombreux pays étrangers, M. RABATÉ avait été chargé au Secrétariat Général de l'accueil des savants et techniciens étrangers.*



## I. — INTRODUCTION

Vers 1920-1925, les vernis nitrocellulosiques et les peintures dérivées voyaient croître très rapidement leur utilisation dans le domaine de la carrosserie automobile et se posaient en concurrents redoutables des vernis gras aux résines naturelles et des peintures grasses (peintures à l'huile et peintures aux vernis gras aux résines naturelles).

Cette concurrence subsiste aujourd'hui et s'accompagne de celle des vernis aux résines artificielles et des peintures dérivées : d'ailleurs, certaines de ces dernières préparations

ont désormais acquis droit de cité, non seulement dans les travaux de peinture industrielle proprement dite et dans ceux qui intéressent la carrosserie, en général, mais encore dans ceux du bâtiment.

Nous nous proposons d'exposer, dans ses grandes lignes, le problème de la constitution des vernis aux résines artificielles et des peintures dérivées et de leur utilisation dans les travaux usuels du peintre en bâtiment.

## II. — DES RÉSINES EN GÉNÉRAL — RÉSINES NATURELLES ET RÉSINES ARTIFICIELLES

a) Les résines naturelles s'écoulent de certains végétaux, sous forme de sucs plus ou moins épais, parfois lactescents, se solidifiant à l'air.

Il s'agit de mélanges complexes de composés, résultant de l'oxydation de certains hydrocarbures.

Les résines naturelles sont insolubles dans l'eau, généralement solubles dans les solvants usuels des matières grasses et saponifiables par les alcalis.

Chauffées en vase clos, elles se décomposent en donnant des gaz carburés, des liquides visqueux de compositions variables, et des résidus goudronneux ou charbonneux.

Pour la plupart, elles se comportent, au point de vue chimique, comme des acides faibles et donnent des savons de résine avec des lessives de soude et de potasse.

Elles se présentent comme des matières, le plus souvent solides, d'aspect vitreux, fragiles, à cassures conchoïdales, inodores, insipides, généralement colorées en jaune ou en brun par des matières étrangères, qui les souillent.

Les résines naturelles sont de récolte ou fossiles : ou elles sont sécrétées par des arbres des régions chaudes, qui

croissent de nos jours, ou elles ont été sécrétées, aux périodes géologiques, par des espèces végétales, disparues depuis des millénaires.

b) Les résines artificielles — exceptionnellement synthétiques — présentent globalement la plupart des caractères des résines naturelles.

On peut les classer, très sommairement, en :

Résines artificielles, obtenues par synthèses,

Résines naturelles modifiées ou résines semi-artificielles.

L'Association française de Normalisation a adopté, en octobre 1947, — Additif à la Norme NF. T 30-001 — les définitions ci-dessous :

*Résine* : substance organique, solide ou semi-fluide, insoluble dans l'eau, soluble, sous certaines conditions, dans de nombreux solvants organiques, n'ayant pas ou que peu tendance à cristalliser.

*Résine naturelle* : résine d'origine végétale, fossile ou de récolte.

*Résine artificielle* : résine obtenue par procédé chimique.

## III. — DES RÉSINES NATURELLES — COPAL CONGO, VERNIS AU COPAL CONGO ET PEINTURES DÉRIVÉES

Les résines naturelles, qui nous intéressent spécialement ici, sont essentiellement représentées par les résines copals, dont deux sortes : le copal Congo, d'abord, le copal Manille, ensuite, représentaient, il y a quelque 15 ans, 90 % des résines naturelles intervenant dans la fabrication des vernis.

Le copal d'Afrique de récolte ou récent (copal vert)

provient du copalier du Congo, grand arbre, au tronc lisse et cylindrique, qui habite préférentiellement les forêts marécageuses, sujettes aux inondations périodiques.

Les indigènes le recueillent sur l'arbre, au niveau d'incisions pratiquées sur les grosses branches, le tronc et les racines.

Le copal d'Afrique fossile ou ancien, qui a beaucoup

plus d'intérêt que le copal d'Afrique de récolte, se rencontre seulement dans les sables marécageux et alluvionnaires, avoisinant les forêts de copaliers. On ramasse également, au cours de la saison sèche, de grosses quantités de copal fossile, accumulé en bancs plus ou moins épais, dans les lits des rivières.

Un copal transparent ou légèrement opaque, exempt d'impuretés, a naturellement plus de valeur qu'un copal laiteux et souillé par de la terre, des insectes, des morceaux d'écorce.

On tient aussi grand compte des nuances des copals, les colorations des vernis dépendant essentiellement de celles des résines de départ. Entre autres types, la gamme des colorations admises comprend : le copal blanc, le copal demi-blanc, le copal jaune clair, le copal demi-jaune clair, le copal jaune foncé, le copal brun, le copal brun foncé. Le copal est d'autant plus recherché et apprécié qu'il est moins coloré.

Un copal ne comportant que des morceaux volumineux est plus estimé, à mérite égal sous d'autres rapports, qu'un copal constitué d'éléments de calibre réduit.

Enfin, les copals étant classés en : copals durs ou fossiles, copals demi-durs ou demi-fossiles, copals tendres ou verts, ils offrent d'autant plus de valeur qu'ils sont plus durs, que leur fusion exige une température plus élevée.

Le vernis gras au copal Congo a représenté, pendant des décades, le vernis gras-type par excellence, le vernis-standard du peintre en bâtiment.

Il serait oiseux, devant un tel auditoire, de s'étendre sur les signalés mérites des vernis gras aux copals durs (copal de Madagascar, copal de Mozambique, copal de Zanzibar) et des préparations dérivées dans les travaux de peinture en bâtiment.

Il est nécessaire toutefois de rappeler que les copals ne sont pas, d'emblée, solubles dans les huiles siccatives usuelles, et que leur solubilisation dans ces huiles, comme c'est aussi le cas, d'ailleurs, pour la plupart des résines naturelles, exige un traitement thermique préalable, dénommé fusion, cuisson, mieux pyrogénéation.

La pyrogénéation ne saurait être assimilée, au reste, à une simple fusion. Elle correspond à divers phénomènes chimiques, dont le plus important est la décarboxylation, qui se produit nécessairement au cours de la solubilisation.

Le copal Congo est constitué, en effet, d'huiles essentielles, de substances neutres, appelées résènes, et d'acides résiniques (acides dicarboxylés et oxyacides). Or, tandis que les oxyacides sont solubles dans les huiles siccatives, les acides dicarboxylés y sont insolubles, mais y deviennent justement solubles après avoir subi une décarboxylation, qui réduit de plus de moitié leur acidité initiale.

La technique de la solubilisation du copal Congo mérite toujours d'être améliorée : une règle pratique consiste à régler le chauffage, de manière à abaisser l'acidité au 7/10 de l'acidité initiale ; d'autre part, les cuves de pyrogénéation modernes, de forme basse et à surface de chauffe améliorée, représentent indiscutablement un net progrès sur les anciennes cuves, tronconiques, de forme haute, avec lesquelles il n'était pas possible d'assurer une égale répartition des températures.

A l'occasion du I<sup>er</sup> Congrès technique international de

*l'Industrie des Peintures et des Industries associées*, qui s'est tenu, à Paris, du 1<sup>er</sup> au 5 octobre 1947, M. René POINOT a fait connaître qu'il avait obtenu récemment d'excellents résultats avec un récipient de pyrogénéation en aluminium, de forme sphérique, muni d'un tube de dégagement des gaz et des huiles de copal, d'un dispositif de chargement rapide, à la partie supérieure, et d'un dispositif de vidange, à la partie inférieure : un tel récipient sphérique étant plongé dans un bain de plomb, dont on règle la température à volonté, on assure une température uniforme en tous les points de sa surface, ce qui supprime toute fâcheuse production de mousses et autorise à faire évoluer la pyrogénéation du stade de la réalisation empirique à celui d'une opération scientifiquement conduite.

Sous sa forme solubilisée, dite habituellement pyrocopal, le copal Congo garde une acidité relativement élevée : il n'y a pas là d'inconvénient sérieux, pour autant que le pyrocopal soit destiné à entrer dans la fabrication de vernis gras ; mais cette acidité peut être une gêne dans la fabrication de peintures-émail, constituées à partir de pigments à réaction basique, comme le blanc de zinc ; il faut craindre alors l'apparition de phénomènes physico-chimiques de floculation, d'épaississement.

On remédie à cet inconvénient en modifiant le pyrocopal par estérification à la glycérine et en faisant entrer, dans la réaction, le cas échéant, en même temps que le pyrocopal, d'autres acides, polybasiques ou monobasiques, comme des acides gras, de l'anhydride phthalique, de l'anhydride maléique.

Et nous voici conduits, par étapes successives et sans heurts, à l'élaboration de résines naturelles modifiées ou résines semi-artificielles, qui assurent assez exactement la liaison entre les résines naturelles vraies et les résines proprement artificielles, par le stade supplémentaire de transition que ménagent les résines artificielles dites modifiées, dont nous parlerons dans quelques instants.

Nous soulignerons encore, avant d'aborder le chapitre suivant, que l'avenir des résines naturelles, du copal Congo, en particulier, bien loin d'être sombre, peut, au contraire, s'ouvrir riche de promesses si, la période marquée par l'utilisation du seul pyrocopal étant à considérer comme révolue, des techniques nouvelles permettent de notables améliorations de la qualité et de la régularité de produits de transformation, correspondant aux traitements qui viennent d'être rapidement signalés, et à d'autres, actuellement à l'étude, dont le cracking, à pression ordinaire ou sous pression d'hydrogène, avec ou sans catalyseurs.

Il semble permis d'affirmer que le copal Congo n'a pas dit son dernier mot et que sa valorisation plus complète se trouvera liée justement aux progrès qui ne manqueront pas d'être enregistrés dans les années à venir, dans le domaine de la fabrication de certains types de résines artificielles pour vernis.

M. René POINOT, aux dernières recherches duquel nous venons de faire allusion, s'exprimait, à ce propos, à peu près en ces termes :

« L'abondance et l'infinie variété des résines artificielles, loin d'être un obstacle à l'utilisation du copal Congo, doit être un stimulant, dans l'extension de l'emploi de cette précieuse matière première. Les usines spécialisées dans



le traitement du copal Congo devront s'efforcer de présenter, aux utilisateurs, une résine habilement et heureusement transformée, accusant des caractéristiques bien définies de couleur, de solubilité et quelques autres constantes, physiques et chimiques, essentielles, avantageuses.»

C'est, en moins de mots, à quinze années d'écart environ, ce qu'annonçait déjà, en mai 1934, à l'occasion d'une conférence, présentée à Londres, devant *The Oil and Colour Chemist Association*, le docteur W. KRUMBHAAR, spécialiste de la fabrication des résines artificielles :

« Ceux qui touchent de près à l'industrie des vernis peuvent voir clairement qu'il y a un mouvement sous roche, plus accusé dans certains pays que dans d'autres, pour revenir à l'emploi des résines naturelles, particulièrement des résines copals fossiles. Il y a quelques années, des

espérances exagérées ont été placées sur les nouvelles résines artificielles, dans la croyance erronée où on était que certaines propriétés attendues de ces résines artificielles les rendraient applicables généralement pour tous les emplois. La réaction ne pouvait que venir; elle est vite venue, par suite, encore une fois, de la claire compréhension que l'on eut que l'industrie des vernis était capable de faire la juste part entre les qualités et les défauts des diverses matières premières et que, dans le vaste champ des résines, il y aurait une large place, à la fois pour les résines artificielles et les résines naturelles. Le déluge des résines artificielles, fabriquées ces dernières années, a amené un bon résultat. Il a montré que ces produits ont certaines qualités inhérentes qu'on ne trouve pas dans les produits naturels tels quels, et ceci a entraîné les techniciens à rechercher les moyens de raffiner et d'améliorer les résines naturelles. »

#### IV. — DES RÉSINES ARTIFICIELLES EN GÉNÉRAL — LEUR CLASSIFICATION SOMMAIRE

Au cours de ces vingt dernières années, la fabrication des résines artificielles a accompli d'énormes progrès, à la fois en ce qui concerne la qualité et le nombre des types offerts sur le marché.

La pluralité de ces types est devenue telle qu'elle rend fort difficile un choix judicieux par le fabricant de vernis, même averti; à un autre point de vue, très secondaire celui-là, elle ne permet pratiquement plus de classification sommaire.

Les résines artificielles pouvant être groupées, eu égard à leur mise en œuvre, en :

Résines artificielles pour fabrication d'objets moulés,  
Résines artificielles pour fabrication de vernis.

Précisons que ce dernier groupe comprend essentiellement :

Des résines de condensation,  
Des résines de polymérisation,

auxquelles on peut joindre quelques dérivés de produits naturels macromoléculaires.

##### Résines de condensation.

Elles comprennent, à leur tour :

- a) Des résines formo-phénoliques, pures ou modifiées,
- b) Des résines à base d'urée (urée-formol) et de mélamine,
- c) Des résines glycéro-phthaliques, pures ou modifiées,
- d) Des résines abiéto-maléiques,
- e) Des résines sulfonamidiques,
- f) Des résines polyamides,
- g) Des résines diphényliques chlorées.

##### Résines de polymérisation.

Elles comprennent, à leur tour :

- a) Des résines coumaroniques et indéniques,
- b) Des résines vinyliques (acétate, chlorures, éthers, alcool, acétals),
- c) Des résines acryliques et méthacryliques,
- d) Des résines styroléniques,
- e) Des résines isobutyliques (caoutchouc synthétique).

##### Dérivés de produits naturels macromoléculaires.

Ils comprennent :

- a) Des dérivés du caoutchouc, dont le caoutchouc chloré,
- b) Des dérivés cellulosiques :  
Esters cellulosiques (nitrocellulose, acétocellulose),  
Éthers cellulosiques (méthylcellulose, éthylcellulose, benzylcellulose...).

En fait, étant donnée la limitation de notre sujet, nous ne traiterons, dans la suite de notre exposé, que des seules résines et du seul dérivé de produits naturels macromoléculaires ci-dessous, susceptibles, dans l'état actuel des choses, d'intéresser le peintre en bâtiment :

Résines formo-phénoliques modifiées,  
Résines glycéro-phthaliques modifiées,  
Résines urée-formol,  
Résines coumaroniques et indéniques,  
Résines vinyliques,  
Caoutchouc chloré,

en insistant sur les résines glycéro-phthaliques modifiées.

## V. — RÉSINES FORMO-PHÉNOLIQUES, PURES ET MODIFIÉES

Les résines formo-phénoliques modifiées sont des résines complexes, obtenues à partir de résines formo-phénoliques pures et de colophane (résines abiéto-formo-phénoliques) ou d'huiles, siccatives ou non.

La modification des résines formo-phénoliques pures par des huiles siccatives a lieu principalement avec des huiles à doubles liaisons conjuguées, comme l'huile de bois de Chine et l'huile de ricin déshydratée.

Celles de ces résines modifiées, qui sont solubles dans les huiles siccatives usuelles, et sont dites, pour cette raison, résines oléo-formo-phénoliques, sont déjà utilisées dans la fabrication de vernis pour le bâtiment, depuis près de 20 ans.

Elles entrent avantagusement dans la constitution de peintures anti-rouille au minium, où elles assurent la formation de quantités non négligeables de savons plombifères.

## VI. — RÉSINES GLYCÉRO-PHTALIQUES, PURES ET MODIFIÉES

Les résines glycéro-phtaliques pures résultent de réactions de résinification entre deux constituants :

Un alcool polhydrique ou polyalcool, dont le type est le glycérol et un acide organique polybasique ou polyacide, dont le type est l'anhydride phtalique.

On peut faire intervenir, au lieu et place du glycérol : du pentaérythritol, des alcools hexahydriques (hexols ou hexitols), comme le mannitol et le sorbitol, et des glycols, dont l'éthylène-glycol, et, au lieu et place de l'acide phtalique, que l'on sait obtenir, depuis peu, non plus seulement à partir de la houille, mais encore à partir des pétroles bruts, l'acide maléique, l'acide adipique, l'acide succinique, l'acide subérique, l'acide sébacique, l'acide camphorique, l'acide citrique.

Le vocable « alkyl », dû au technicien américain R. H. KIENLE, qui s'en servit, pour la première fois, en 1927, vient des deux vocables de langue anglaise alcohol et acid, par juxtaposition de la première syllabe du premier, al, à la seconde syllabe du second, cid, et modification, pour raison d'euphonie, de cid en kyd.

Il désigne tout l'ensemble des résines glycéro-phtaliques, pures ou modifiées.

Sur le plan de la chimie macromoléculaire, les principes de la fabrication des résines glycéro-phtaliques se rattachent très nettement à ceux de la polymérisation des huiles siccatives usuelles.

Dans l'un et l'autre cas, il s'agit d'aboutir à des hauts-polymères tridimensionnels, c'est-à-dire qui présentent, dans les trois directions de l'espace, des liaisons interatomiques covalentes, et qui accusent alors de remarquables qualités de dureté, d'imperméabilité à l'eau, et de stabilité chimique à l'endroit des agents d'altération.

Le traitement thermique d'huiles siccatives, aboutissant à la standolisation, assure la formation d'un réseau macromoléculaire tridimensionnel. Cette formation est encore la résultante d'une cuisson avec insufflation d'air (huiles soufflées) et de la fixation de soufre, dans le cas des huiles dites sulfonées, ayant subi une transformation analogue à celle du caoutchouc brut, lors de sa vulcanisation.

Semblablement, l'estérification du glycérol par un acide quelconque, par l'acide phtalique, en particulier, fournit

une sorte de verre organique, insoluble, à réseau macromoléculaire tridimensionnel.

Mais les résines de glycérol et d'anhydride phtalique, c'est-à-dire les résines glycéro-phtaliques pures, ne sont pas solubles dans les huiles siccatives usuelles et ne peuvent entrer ainsi, telles quelles, dans la constitution de vernis gras.

On a remédié à ce grave défaut en remplaçant une fraction de l'acide phtalique par des monoacides à longues chaînes, par des acides gras de ces huiles siccatives, en particulier.

On obtient ainsi des résines glycéro-phtaliques, dites modifiées, dont les types multiples correspondent à l'intervention possible, dans le réseau macromoléculaire initial, de l'une ou l'autre des matières premières ci-dessous :

Huiles, siccatives, semi-siccatives ou non siccatives,

Acides gras des huiles, siccatives, semi-siccatives ou non siccatives,

Acides résiniques,

Colophane,

Résines formo-phénoliques.

Il apparaît donc que l'assimilation des huiles siccatives usuelles, améliorées par traitements physiques et/ou chimiques divers (huiles cuites, huiles standolisées, huiles soufflées, huiles sulfonées, huiles distillées, huiles isomérisées), et des vieux types de vernis gras aux résines naturelles dérivés, aux modernes vernis gras aux résines glycéro-phtaliques modifiées, repose sur le fait que la fabrication des uns et des autres est subordonnée à l'observation du même grand principe de chimie macromoléculaire, et nos auditeurs en concluront, dès l'abord, avec nous, qu'un vernis gras aux résines glycéro-phtaliques modifiées est scientifiquement proche parent d'un vernis gras aux résines naturelles, de même qu'une peinture aux vernis gras aux résines glycéro-phtaliques modifiées est aussi comparable à une peinture aux vernis gras aux résines naturelles ou à une peinture-émail à la standolie, dont une vieille firme nationale, d'universelle réputation, a, depuis plusieurs décades, affirmé, dans le monde, les multiples qualités.



Le rapprochement entre un vernis gras aux résines glycéro-phtaliques modifiées et un vernis gras aux résines naturelles serait davantage caractérisé encore, s'il était permis de constater supplémentaires certains éléments de liaison entre les résines glycéro-phtaliques modifiées, solubles dans les huiles, et les anciens vernis gras.

Or, et voici, je pense, un nouveau sujet d'étonnement pour certains d'entre vous : tel semble bien être le cas, on peut, en effet, se croire autorisé, à la lumière de travaux tout récents, à une certaine assimilation entre les vernis gras au copal Congo et les résines glycéro-phtaliques modifiées.

Le technicien anglais D. A. SUTTON vient, à propos d'études sur les anciens vernis aux copals durs et à la standolie d'huile de lin et sur l'incorporation de résines artificielles à une telle standolie, de conclure qu'un vernis au copal Congo et à la standolie peut être considéré comme une résine glycéro-phtalique modifiée, si le copal Congo,

pyrogéné de façon juste suffisante pour devenir soluble dans l'huile, renferme, ce qui est vraisemblablement le fait, des quantités substantielles d'acides polycarboxyliques (acides carboxyliques renfermant deux, trois ou un plus grand nombre de groupes carboxyles), qui réagissent avec l'huile au cours de la fabrication du vernis.

Résumons : sous de nouvelles appellations, l'industrie des vernis et peintures tient actuellement, à la disposition du peintre professionnel, des vernis gras et des peintures dérivées, fort comparables aux anciens types, consommés jusqu'ici, mais avec, pourrait-on dire, un coefficient de sécurité complémentaire, dû au fait d'une régularité certaine dans la conduite de fabrications de produits semi-artificiels, partant dans leurs caractéristiques essentielles.

On peut reprocher, aux résines naturelles, de manquer de régularité de constitution et de donner ainsi, en solution, des vernis de consistance et de durabilité variables.

## VII. — INCONVÉNIENTS ET AVANTAGES DES VERNIS GRAS AUX RÉSINES GLYCÉRO-PHTALIQUES MODIFIÉES ET DES PEINTURES DÉRIVÉES PAR RAPPORT AUX VERNIS GRAS AUX RÉSINES NATURELLES ET AUX PEINTURES DÉRIVÉES

En poussant la condensation des résines glycéro-phtaliques, on améliore leurs caractéristiques essentielles, mais, parallèlement, on accroît la viscosité des solutions de ces résines : on doit donc faire intervenir une plus forte proportion de solvant dans la constitution des vernis dérivés de ces solutions, ce qui risque d'en réduire exagérément le « corps ».

De petites quantités de butanol ou de méthylglycol (6 à 8 %) permettent, d'ailleurs, de réduire sensiblement la viscosité des solutions de résines glycéro-phtaliques, donc des vernis dérivés, tout en maintenant constant le pourcentage de la résine contenue dans ces vernis.

Il reste que les peintures aux vernis gras aux résines alkydes accusent un « pouvoir garnissant » inférieur à celui des peintures-émail grasses usuelles, notamment, bien entendu, sur fonds rugueux, à creux et aspérités marqués.

Le pouvoir garnissant d'une préparation pigmentée peut être défini comme une manière de résultante de son rendement en surface (faculté de donner des films plus ou moins épais) et de son pouvoir égalisateur, à l'endroit des anfractuosités des subjectiles ; or, les peintures aux vernis gras aux résines alkydes sont moins riches en constituants solides que les peintures-émail grasses ; leurs films sont ainsi plus minces que ceux des dernières et épousent de plus près qu'eux toutes les irrégularités des fonds. C'est dire que, à finition égale, ou le nombre de couches doit être augmenté, ou les fonds doivent être préparés avec plus de soin, pour donner des surfaces plus uniformes.

Si l'on veut nous permettre une boutade, nous dirons que le film d'une peinture au vernis gras aux résines alkydes est comparable à une fine gaine féminine, en tissu caoutchouté, moulant admirablement les formes, sans pouvoir en corriger, le cas échéant, certaines insuffisances, cependant que le film d'une peinture-émail grasse est assimilable au corset à baleines, nécessairement mal ajusté, mais correcteur sûr des atteintes de l'âge.

A signaler, au reste, que l'augmentation de la teneur en huile des résines alkydes provoque un léger accroissement de l'épaisseur des couches.

Sur fonds bien préparés et très lisses, le pouvoir garnissant est pratiquement le même avec les peintures aux vernis gras aux résines alkydes et avec les peintures-émail grasses courantes.

Les vernis gras aux résines glycéro-phtaliques modifiées ont tendance à former des peaux, mais il ne semble pas que cet inconvénient soit beaucoup plus accusé que dans le cas de vernis gras obtenus à partir des mêmes huiles que celles qui ont été introduites dans la constitution de ces résines modifiées. On peut avoir recours, d'ailleurs, à des agents antipeaux, qui permettent d'éviter presque totalement cet inconvénient, sans que le séchage des films soit notablement ralenti.

Par contre, les vernis gras aux résines glycéro-phtaliques modifiées et les peintures dérivées présentent, par rapport aux vernis gras aux résines naturelles et aux peintures dérivées, les avantages suivants :

Plus grande résistance à l'action des agents atmosphériques usuels et à celle d'agents chimiques, accidentels, d'altération,

Plus grande résistance aux actions de dégradation mécaniques, Plus grande adhérence sur tous subjectiles usuels, sur métaux gras (zinc, cuivre, plomb...), en particulier,

Plus grande rapidité de séchage et de durcissement dans la masse, sans que la durabilité du film ne se trouve en rien diminuée,

Meilleur « arrondi » : vernis et peintures du premier type ne laissent, sous la brosse, aucune corde.

Les résines glycéro-phtaliques modifiées, comme d'ailleurs les résines formo-phénoliques modifiées, offrent deux caractéristiques communes : un poids moléculaire

relativement élevé, une faible insaturation éthylénique. D. A. SUTTON en conclut que leur évolution, au sein d'un film, en cours de séchage et de durcissement, n'entraîne pas la formation de grandes quantités de produits de dégradation et qu'ainsi la presque totalité du poids de l'une ou l'autre de ces résines subsiste, dans le film, sec et dur, sous forme d'un gel, à liaisons transversales. Il semble probable, en conséquence, que l'addition de résines glycéro-phtaliques modifiées et de résines formo-phénoliques modifiées à une standolie d'huile de lin accroît notablement la proportion des produits qui, dans la pellicule sèche, possèdent un poids moléculaire élevé, partant la durabilité

de cette pellicule sèche, et l'on sait justement que les défauts des films de standolies de lin non fractionnées sont précisément dues surtout à la présence dans ces films de composés de poids moléculaires relativement faibles.

D'expériences récentes, exécutées en Amérique, par A. C. ELM, il résulte que la perméabilité à l'eau de films de vernis aux résines alkydes n'atteint que 60 à 65 % de celle de films d'huile de lin, même dans le cas où on a tenté d'améliorer l'imperméabilité des films d'huile de lin en faisant subir à celle-ci divers traitements physiques (soufflage) ou thermiques (épaississement par oxydations et polymérisations).

### VIII. — LES VERNIS AUX RÉSINES GLYCÉRO-PHTALIQUES ET LES PEINTURES DÉRIVÉES DANS LES TRAVAUX DU PEINTRE EN BATIMENT

Les résines glycéro-phtaliques modifiées sont aisément solubles dans les hydrocarbures aromatiques (benzol et ses homologues supérieurs : toluol, xylol), mais de tels solvants ne peuvent pratiquement pas entrer dans la constitution de peintures de bâtiment, pour des raisons d'hygiène, d'abord, parce que leur présence empêche de travailler sur de grandes surfaces, ensuite, elles sont plus difficilement solubles, dans les hydrocarbures aliphatiques dérivés des pétroles, dans le white spirit, en particulier, mais l'industrie des vernis a parfaitement résolu le problème de la fabrication de peintures aux vernis aux résines glycéro-phtaliques modifiées, diluées au white spirit.

Depuis plus de 20 ans, le peintre professionnel utilise, parfois sans le savoir, des peintures aux vernis gras aux résines glycéro-phtaliques modifiées pour le revêtement des parois murales de salles de bains, de cabinets de toilette, de cuisines, d'offices..., là où il consommait autrefois des peintures-émail grasses à la standolie ou aux vernis gras aux résines naturelles.

Les résines glycéro-phtaliques modifiées sont à la base de la fabrication de peintures-émulsions de haute qualité. Par suite de leur polarité élevée, du fait aussi que leur indice d'acide est généralement supérieur à celui des liants gras usuels, elles permettent l'obtention de très fines émulsions, du type huile dans l'eau, remarquablement stables, sous certaines conditions d'élaboration : à partir d'ammoniaque, comme élément alcalin, avec ou sans morpholine, comme agent d'émulsion, en présence de caséine, à la dose de 10 % environ du poids de la résine, on aboutit à des peintures dont les films mats deviennent, au bout de quelques jours, parfaitement lavables.

Ces peintures, bien que ne renfermant approximativement que 10 % d'huile, se comportent bien à l'extérieur et conviennent pour le revêtement des ciments et des plâtres frais, leur texture poreuse permettant à l'humidité de tels subjectiles de s'échapper facilement vers l'extérieur.

Au surplus, leurs films présentent ultérieurement des fonds très acceptables pour peintures à l'huile et peintures-émail aux vernis gras.

Les vernis gras aux résines alkydes permettent de réaliser d'excellentes peintures anti-rouille au minium : avec une

fraction d'huile, de l'ordre de 15 à 20 % en poids, de l'anhydride phtalique, il y a formation de savons plombifères en quantité suffisante pour assurer aux films compacité et homogénéité.

Parallèlement, des peintures aux vernis aux résines alkydes à base de chromate de zinc se recommandent pour le revêtement, en couche d'impression, de métaux et d'alliages légers et ultra-légers. Elles ont rendu, pendant la dernière guerre, d'inappréciables services aux armements américains et anglais.

La marine de guerre américaine a adopté, il y a quelques années, des peintures anti-rouille et anticorrosion des deux types sus-visés, dans lesquelles la résine glycéro-phtalique est modifiée par incorporation d'huile de lin pure.

Certains travaux de peinture sur métaux et alliages légers et ultra-légers sont déjà du ressort du peintre-décorateur, sinon du peintre en bâtiment lui-même.

Quelques types de résines alkydes donnent des vernis qui, ne jaunissant absolument pas, conviennent remarquablement comme milieux de suspension pour peintures fines en tubes pour artistes.

Nous ne saurions enfin passer sous silence, d'autant que nous reviendrons, dans un instant, sur cette question, le fait que des blancs broyés ont déjà été présentés, aux peintres en bâtiment, non plus sous forme de pâtes à l'huile, mais sous forme de pâtes au vernis aux résines oléo-glycéro-phtaliques.

C'est là la raison pour laquelle l'Association française de Normalisation a arrêté, en décembre 1945, à l'occasion de la rédaction d'un projet de Normes, visant la fourniture de blancs broyés à l'huile de lin, le texte ci-dessous de l'avant-propos à ce projet :

« La présente norme s'applique aux blancs broyés à l'huile de lin.

« Il est prévu ultérieurement d'autres normes, si les progrès le justifient, pour fixer les caractéristiques des blancs broyés à base de liants autres que l'huile de lin (de liants glycéro-phtaliques, par exemple), afin de tenir compte de l'évolution de la technique. »



## IX. — LES VERNIS AUX RÉSINES OLÉO-GLYCÉRO-PHTALIQUES ET L'ANOBLISSEMENT DES HUILES DÉPRÉCIÉES

Nous avons déjà dit qu'il était permis d'obtenir des résines oléo-glycéro-phtaliques en partant d'huiles semi-siccatives, voire non siccatives.

De fait, on sait aujourd'hui, grâce à des procédés spéciaux de fabrication, anoblir ainsi, par exemple, des huiles de pépins de raisins et des huiles de poissons, dont l'intervention directe dans la fabrication des vernis et peintures n'est pratiquement guère possible : on élimine, du même coup, les inconvénients que présentent de telles huiles, dont l'indice d'acide est normalement beaucoup plus élevé que celui de l'huile de lin ou de l'huile de bois de Chine.

Et nous touchons là au grave problème de l'utilisation judicieuse d'huiles métropolitaines, parmi lesquelles nous citerons encore l'huile de tabac, l'huile de soja, problème qui intéresse, au premier chef, notre économie nationale.

Il est opportun de rappeler ici, à ce propos, que, pour

de semblables raisons d'économie de devises, l'on travaille actuellement, en Angleterre, à substituer l'huile de graines de caoutchouc, pourtant de faible siccativité, mais provenant des colonies du Royaume Uni de Grande-Bretagne, à l'huile de lin ou à l'huile de bois de Chine, dans la fabrication des résines alkydes.

Quelques données numériques, significatives, permettront enfin de se faire une idée de la rapidité avec laquelle se développe, hors de nos frontières, la fabrication des résines alkydes : aux États-Unis d'Amérique, cette fabrication, à partir d'anhydride phtalique et d'anhydride maléique, est passée, de 500 pounds <sup>(1)</sup>, en 1928, à 5 500 pounds en 1931, à 35 000 pounds en 1935, à 61.000 pounds en 1937, à 145 000 pounds en 1943.

Or, ces quantités sont presque intégralement réservées à l'industrie des vernis et peintures.

## X. — RÉSINES URÉE-FORMOL

Les résines de condensation des types urée-formol et mélamine présentent, elles aussi, un intérêt certain. Elles ne sont pas encore utilisées isolément, mais leurs combinaisons avec des résines glycéro-phtaliques modifiées, judicieusement sélectionnées, donnent des complexes qui

offrent de remarquables caractéristiques.

Au surplus, dans de nombreuses applications, la gomme laque se trouve aujourd'hui remplacée par des résines urée-formol, comme aussi par des résines formo-phénoliques.

## XI. — RÉSINES VINyliQUES

Les copolymères d'huile siccative et de polyvinyle, solubles, permettent d'obtenir des peintures-émulsions, susceptibles de larges débouchés dans les travaux de revêtements de fonds poreux, c'est-à-dire de la majorité

des fonds qui se présentent au peintre en bâtiment.

Il en est de même des copolymères d'huile siccative et de polystyrène qui font déjà, en Angleterre, l'objet de réalisations industrielles.

## XII. — RÉSINES COUMARONIQUES ET INDÉNIQUES

Les résines de coumarone, produits de polymérisation d'hydrocarbures non saturés, contenus dans les fractions du goudron normal de houille, qui distillent entre 160 et 200° C, pratiquement insaponifiables, jouent industriellement un rôle important dans la fabrication de vernis antialcalis,

De tels vernis fournissent des peintures qui, dans le domaine du bâtiment, assurent une excellente protection des ciments, et sont utilisés, en particulier, pour le revêtement des parois intérieures de silos en béton.

<sup>(1)</sup> 1 pound = 0,453 kg.

## XIII. — CAOUTCHOUC CHLORÉ

Comme les vernis aux résines de coumarone, les vernis au caoutchouc chloré fournissent des peintures d'excellente stabilité chimique, qui se recommandent pour le revêtement des surfaces de matériaux de construction à réaction

alcaline, dont les ciments.

Ces vernis sont, au reste, avantageusement modifiés par intervention de résines de coumarone, de résines formophénoliques et de résines glycéro-phtaliques.

## XIV. — CONCLUSIONS : VIVRE, C'EST S'ADAPTER. L'AVENIR

Il faut reconnaître qu'en matière de peintures pour le bâtiment la très grande diversité des fonds, l'infinie variété des résultats à atteindre, la multitude des exigences, souvent contradictoires, de la clientèle, s'opposent vraiment à la formulation de préparations passe-partout, à caractère universel.

Il en est résulté, pour le peintre professionnel, un penchant accentué pour le recours aux produits semi-finis, comme les pigments broyés, les blancs broyés, dont on ne saurait nier la souplesse d'utilisation.

L'un de nos distingués correspondants, qui défend son point de vue avec autant de raison et de science que de fougue, nous écrivait, ces jours derniers, à ce propos :

« Le maintien de l'emploi des broyés dans la peinture française n'est pas seulement un moyen d'économiser de la matière rare, tout en obtenant le meilleur travail, par la préparation, au moment voulu, de la quantité utile de peinture, dans la composition correspondant à l'état du sujet et aux conditions d'aspect et de solidité recherchées ».

Ces motifs répondent au goût et au besoin, spécifiquement français, d'épargne et de qualité. Ce disant, nous n'utilisons pas un cliché : la qualité de la peinture, en France, particulièrement dans l'harmonie, la délicatesse et la variété des tons, le fini et la personnalité du travail, est une chose remarquable, par comparaison avec la peinture dans les autres pays, consommateurs de produits prêts à l'emploi. Cette supériorité est due, en grande partie, à l'usage des broyés.

La technique française du broyé est, de plus, par l'affection raisonnée que lui ont vouée tous les peintres de métier, un moyen de résistance à la pénétration, dont nous menacent les produits étrangers.

Pour les peintres eux-mêmes, l'emploi du broyé est un moyen de défense contre les ouvriers improvisés, qui sont prêts à faire usage de toutes les « sauces ».

Il y a donc un aspect, d'un intérêt capital, qui s'impose par l'introduction des résines glycéro-phtaliques dans la peinture de bâtiment.

Le liant de broyage aux résines glycéro-phtaliques possède les avantages suivants :

- Produit unique, pour l'extérieur et pour l'intérieur ;
- Compatible avec tous les pigments usuels, y compris le blanc de zinc et le minium de plomb ;
- Se prête parfaitement au broyage et particulièrement au broyage des pigments blancs ;
- Les broyés obtenus permettent la constitution de peintures de sous-couches et de peintures mates, par simple dilution avec un solvant volatil ;
- Le liant lui-même est tout indiqué comme liant de détrempe des broyés pour l'obtention des peintures brillantes de finition ;
- Le liant, d'une part, et, d'autre part, les broyés et peintures obtenus sur la base du liant sont compatibles en toutes proportions avec l'huile de lin ou les huiles similaires et avec l'essence de térébenthine ou les solvants similaires ;
- Les peintures au liant peuvent être appliquées sur tous les fonds préexistants, y compris les fonds gras, au même titre que les peintures à l'huile.

En vérité, le peintre professionnel a besoin, compte tenu des nécessités d'exécution rapide, de conditions d'exposition de plus en plus sévères, et de l'apparition constante de nouveaux subjectiles (métaux gras, métaux et alliages légers et ultra-légers, masses plastiques moulées, bois densifiés, ciments magnésiens, éléments de toiture en matériaux artificiels, pierres artificielles...), de disposer d'une gamme relativement large de milieux de suspension, dont les vernis, et c'est alors que les vernis gras aux résines artificielles sont susceptibles de répondre aux desiderata les plus complexes, auxquels les seuls vernis gras aux seules résines naturelles sont aujourd'hui incapables de satisfaire convenablement.

Sans doute, l'accoutumance à l'emploi de préparations nouvelles ne saurait être que progressive, mais elle doit être tentée, encouragée et soutenue, jusqu'à complet achèvement.

Le peintre en bâtiment doit s'adapter, l'adaptation s'imposant, plus que jamais, comme une nécessité de durer. Poursuivre, vivre, n'est-ce pas s'adapter ? Celui-là meurt, qui ne veut pas ou qui — hélas ! — ne sait pas s'adapter.

Au vrai, les préparations grasses, que l'industrie des vernis et peintures met aujourd'hui à la disposition du



peintre en bâtiment, se rapprochent sensiblement, sauf, en ce qui concerne les modalités d'utilisation, des anciennes préparations grasses.

Il s'agit surtout, par conséquent — nous y insistons — d'une question d'adaptation à de nouvelles conditions de mise en œuvre.

C'est là un état de choses, qui se représente nécessairement chaque fois qu'une industrie, en pleine évolution, marque de nouveaux progrès. Lorsque le blanc de zinc a fait son apparition, le peintre professionnel, habitué de longue date à l'emploi de la céruse, a dû modifier quelque peu son ancienne technique, pour tirer, du nouveau pigment blanc, le meilleur rendement possible : la facilité de mouillage à l'huile, partant la prise d'huile au broyage, n'était plus la même ; la siccativité des peintures au blanc de zinc était inférieure à celle des peintures à la céruse, en cette circonstance, le peintre professionnel a parfaitement su s'adapter, et l'histoire de cette adaptation n'est déjà plus qu'un souvenir.

Une nouvelle adaptation le conduira, à n'en pas douter, à améliorer encore, en de multiples circonstances, la qualité de son travail, par le recours aux nouvelles préparations qui lui sont offertes, et dont nous avons vu, d'ailleurs, au moins pour les plus importantes d'entre elles, qu'elles sont, dans leurs caractéristiques essentielles, très comparables à leurs devancières.

Comme me le faisait remarquer récemment un technicien ami, fort averti et plein d'humour, M. Prudhomme dirait que l'avenir, dans le bâtiment, des vernis aux résines oléo-artificielles et des peintures dérivées, appartient déjà au passé, et il est permis d'affirmer que, de même que M. Jourdain faisait de la prose sans le savoir, nombre de peintres professionnels appliquent déjà des vernis aux résines artificielles et des peintures à base de ces vernis, sans qu'ils s'en doutent.

Exception faite pour les vernis gras, qui étaient vendus, avant la guerre de 1940-1944, sous l'appellation *verniss pure gomme naturelle*, la plupart des vernis gras de marques, pour intérieur comme pour extérieur, renferment, depuis 1925-1928, des pourcentages divers de résines oléo-artificielles, intervenant seules ou en mélanges.

Il faut penser toutefois que la technique de préparation des fonds devra évoluer, pour permettre de tirer parti le plus avantageusement possible des nouvelles réalisations de l'industrie des vernis et des peintures. Bien plus, il n'est pas exclu qu'il faille envisager de profondes transformations dans la technique de réalisation des subjectiles poreux usuels, dans celle du plâtre, par exemple.

Et alors, de deux choses l'une :

Ou des fonds de meilleure présentation, moins poreux et absorbants, plus homogènes dans la masse, plus réguliers et uniformes en surface, plus durs, sont obtenus par le secours d'appâts judicieux et convenablement utilisés, ce qui est proprement du ressort du peintre en bâtiment ;

Ou ils sont réalisés, d'emblée, par les spécialistes, à partir de nouveaux matériaux de construction, de nouveaux types de liants hydrauliques, en particulier, mis en œuvre dans des conditions nouvelles, à déterminer expérimentalement.

Avec cette seconde éventualité, nous sortons de notre sujet et ne pouvons que soumettre notre suggestion, dont l'étude intéresse l'avenir du bâtiment, aux bâtisseurs et aux architectes, seuls maîtres en la matière.

Puissent les efforts conjugués des avisés représentants de plusieurs techniques industrielles différentes permettre, sous peu, dans le domaine des travaux d'application des vernis et des peintures, des réalisations toujours plus durables et protectrices, en même temps que toujours plus esthétiques et plus physiologiquement dynamiques.

## CONCLUSION DU PRÉSIDENT

Je crois être votre interprète à tous en remerciant très chaleureusement M. RABATÉ. Il vient de nous faire d'abord un exposé très général de la question des résines artificielles et des résines naturelles qui interviennent dans la fabrication des vernis, puis, dans la seconde partie, il est passé aux applications. En ce qui me concerne j'ai été très intéressé en constatant les très grands espoirs qu'il a fait naître et en voyant que les techniciens travaillent, qu'ils ont ouvert des voies nouvelles, et que, grâce à leurs efforts, nous allons avoir des produits nouveaux correspondant à nos besoins.

Mais je vois surtout un point capital, c'est l'intérêt économique considérable de ces procédés dans les circonstances actuelles. Il est très important, en effet, d'avoir pu obtenir des produits comparables à l'huile de lin, mais qui repré-

sentent une économie importante de ce produit devenu si rare.

En ce qui concerne les questions d'application dont M. RABATÉ nous a parlé dans la deuxième partie de sa conférence, je me permettrai de renouveler l'idée que nous avons déjà émise à l'*Institut Technique* : je crois très souhaitable de voir se réaliser une liaison plus étroite et plus suivie entre les fabricants de peinture et nous-mêmes pour que chaque produit nouveau puisse être essayé soigneusement et que l'on soit bien sûr qu'il possède les qualités d'application qui sont indispensables pour l'emploi dans les travaux du Bâtiment.

Je serais heureux que des questions soient posées à M. RABATÉ, qui se ferait un plaisir d'y répondre.

## DISCUSSION

UN ASSISTANT. — Pourriez-vous nous donner quelques détails concernant la production nationale en résines artificielles ?

M. RABATÉ. — Parmi les fabriques de vernis, il en est un certain nombre qui produisent elles-mêmes leurs résines artificielles : elles y ont assurément gros intérêt et peuvent ainsi contrôler la régularité de leurs fabrications de vernis.

Dans le domaine de la production des résines artificielles, l'industrie française n'est pas très en retard sur l'étranger, et tous les espoirs restent possibles. Sans doute, la technique nationale n'a pu se développer, comme elle l'aurait voulu, durant la dernière guerre, mais elle va pouvoir le faire au cours des prochaines années à venir et je suis persuadé qu'elle ne le cédera alors en rien à la technique étrangère. Nous n'avons pas la prétention de nous hisser au niveau de production des États-Unis, dont la fabrication de résines glycéro-phtaliques est passée de 500 pounds, en 1928, à 145 000 pounds en 1943, mais nous devons reconnaître que nos usines spécialisées sont tout à fait à la hauteur des circonstances et qu'avec des moyens matériels insuffisants elles sont arrivées à des résultats techniques très encourageants.

M. LE PRÉSIDENT. — Nous ne doutons pas de la valeur des fabrications françaises en résines artificielles et en vernis dérivés.

UN ASSISTANT. — Il y a malheureusement une raréfaction des matières premières, notamment en ce qui concerne la glycérine. Les tonnages réservés à la fabrication des résines artificielles sont insuffisants pour permettre de satisfaire aux besoins du pays, mais il est permis d'espérer qu'avec les nouveaux procédés de fabrication que vient de nous signaler M. RABATÉ, cette lacune sera comblée assez prochainement.

M. RABATÉ. — La fabrication des matières premières est malheureusement dominée par la question du charbon. Notre pays ne dispose pas de combustible en quantité suffisante.

UN ASSISTANT. — L'actuel peintre professionnel ne consomme pour ainsi dire plus de vernis, mais seulement des peintures.

M. RABATÉ. — J'ai fait allusion à l'énorme pluralité des résines artificielles, dont certaines présentent des qualités que l'on ne trouve pas dans les résines naturelles, et peuvent ainsi jouer un rôle important dans la constitution des vernis et peintures pour travaux de bâtiment.

Ces peintures sont obtenues justement à partir de vernis, qui y jouent le rôle de milieux de suspension.

Les résines artificielles dites modifiées peuvent donner naissance à des gammes étendues de préparations fort diverses, aptes à satisfaire aux exigences multiples des travaux du peintre en bâtiment. Dans l'état actuel des choses, il devient difficile d'établir une classification complète de toutes les résines artificielles.

M. P. BIGET. — Vous n'avez pas parlé des Albertols.

M. RABATÉ. — Il s'agit là d'une marque commerciale allemande de résines formo-phénoliques modifiées, l'une des plus anciennement connues. Les Albertols étaient largement utilisés en France dès 1924.

J'ai volontairement insisté davantage sur les résines glycéro-phtaliques que sur les résines formo-phénoliques, les premières jouant actuellement dans la réalisation de vernis et peintures pour le bâtiment le plus grand rôle.

Depuis 1941-1942, je constate, à la suite d'analyses fréquentes, que les trois quarts des vernis et peintures consommés par les peintres sont constitués à partir de résines oléo-glycérophtaliques.

UN ASSISTANT. — Nous sommes en France sous le régime de l'économie dirigée et il est à souhaiter que le Gouvernement donne davantage de liberté aux industries chimiques, à l'industrie des vernis et peintures en particulier.

M. RABATÉ. — Les résines glycérophtaliques permettent d'ennoblir des huiles pratiquement inutilisables, telles quelles comme liants gras.

Les peintures aux vernis gras aux résines glycérophtaliques permettent de résoudre certains problèmes de protection, par revêtements organiques, beaucoup mieux que les anciens types de peintures à l'huile.

Les peintures-émulsions aux résines glycéro-phtaliques donnent, par ailleurs, d'excellents résultats sur matériaux de construction à réaction alcaline (ciment et béton). Elles conviennent aussi pour l'habillage du zinc et des tôles zinguées.

UN ASSISTANT. — Dans quelle famille convient-il de classer les vernis gras aux résines glycéro-phtaliques et les peintures dérivées ?

M. RABATÉ. — Dans la troisième famille, la septième famille étant réservée aux vernis et peintures aux résines artificielles sans huile.

UN ASSISTANT. — Que doit-on penser de la durabilité des films de peintures aux vernis gras aux résines glycérophtaliques ?

M. RABATÉ. — En principe, et toutes choses égales d'ailleurs, les films des peintures aux vernis gras aux résines glycéro-phtaliques peuvent se montrer plus durables que les films des peintures grasses usuelles.

Il est toutefois essentiel de tenir compte de la nature du sujet.

UN ASSISTANT. — Les peintures entièrement prêtes à l'emploi, aux nouveaux vernis aux résines artificielles, ne m'ont pas donné satisfaction.

UN ASSISTANT. — En ce qui me concerne, j'ai obtenu d'excellents résultats d'applications de peintures aux vernis gras aux résines glycéro-phtaliques sur surfaces de fers.

M. RABATÉ. — Dans tous les cas, la préparation des fonds est d'importance capitale.

Des succès correspondent le plus souvent à un oubli de cette vérité première.

UN ASSISTANT. — Si vous travaillez sur bois, vous ne pouvez pas en changer la nature.

M. RABATÉ. — Vous pouvez cependant, par intervention judicieuse de bouche-pores et d'apprêts divers, modifier sérieusement la structure superficielle du bois.



Mes conclusions sont des mots d'espérance pour les entrepreneurs de peinture.

J'ai pris la précaution de souligner que le copal était loin d'avoir dit son dernier mot et j'ai tenu à montrer qu'en fait les nouveaux vernis gras aux résines glycéro-phtaliques sont très voisins des anciens vernis gras au copal.

Résines naturelles et résines artificielles doivent se compléter en quelque sorte.

J'ai eu l'occasion, à titre officiel, de procéder à de nombreux essais de résistance : à la mélinite « en semoule », d'une part, sur des vernis gras au copal (verniss réglementaire encore actuellement); d'autre part, sur des vernis gras mixtes aux résines artificielles et au copal; d'autre part enfin sur des vernis gras aux seules résines artificielles.

Les résultats de ces essais ont permis de constater que, dans bien des cas les deux derniers types de vernis se montrent supérieurs au premier.

Ingénieur en chef M. F. A., C. VIVES. — Dans certains cas, les nouveaux vernis aux résines artificielles n'ont pas donné de bons résultats.

M. RABATÉ. — Les essais que j'ai poursuivis, de septembre 1939 à mai 1940, n'avaient pas permis de tirer des conclusions définitives et, à ma connaissance, aucun type de vernis mixte au copal et aux résines artificielles non plus que de vernis aux seules résines artificielles, n'a été utilisé, sur une certaine échelle, avant mai 1940, pour l'habillage des parois intérieures de projectiles explosifs.

Les essais de ces nouveaux vernis sont, du reste, en cours, actuellement, au Laboratoire de l'Armement, à Saint-Thomas-d'Aquin, où nous poursuivons les recherches.

Les vernis gras au copal donnent les meilleurs résultats lorsqu'ils sont obtenus à partir des copals les plus durs (copal de Madagascar, copal de Zanzibar, copal de Mozambique), et il est regrettable que nous n'ayons pas encore, en France, d'organisation vraiment efficace, s'occupant de la récolte des copals de nos colonies et de leur triage dans la Métropole. Sur ce point, le gouvernement belge nous a montré l'exemple et nous n'avons pas encore suivi.

UN ASSISTANT. — Pouvons-nous espérer que, dans un avenir prochain, nos fabrications de résines artificielles soient suffisantes pour couvrir les besoins du pays?

M. RABATÉ. — Il s'agit, je le répète, d'une question de combustible. Lorsque nos usines spécialisées disposeront de quantités suffisantes de charbon, nous disposerons de quantités suffisantes de matières premières nécessaires à la fabrication des résines artificielles.

L'Amérique consomme actuellement des quantités importantes de vernis aux résines artificielles et de peintures dérivées, encore qu'elle fasse grand cas des copals durs, dont nous avons parlé il y a un instant.

M. BOREL. — S'il est arrivé que les vernis aux résines glycéro-phtaliques et les peintures dérivées n'aient pas toujours donné de bons résultats, c'est que ces préparations, manquant de pouvoir garnissant, procurent des films d'épaisseur insuffisante, plus faible en tout cas que celle des films de vernis gras et de peintures dérivées.

Ingénieur en chef M. F. A., C. VIVES. — On procède, à Bellevue, aux essais des vernis au moyen d'une méthode spéciale, dite à essais accélérés.

J'ai l'impression qu'il n'est pas encore possible de considérer que le vernis gras au copal puisse être remplacé par un vernis gras aux résines artificielles.

M. BOREL. — Les résultats des méthodes d'essais dits accélérés ne doivent être interprétés qu'avec beaucoup de prudence et de circonspection.

M. RABATÉ. — Il faut tenir compte que, dans l'état actuel des choses, notre économie nationale a besoin d'utiliser au mieux les ressources en corps gras et en acides gras dont nous disposons. Dans cet ordre d'idées, la fabrication des divers types de résines artificielles, dont les résines glycéro-phtaliques, permet indiscutablement, comme nous l'avons déjà signalé à quelques reprises, l'utilisation la plus avantageuse d'huiles semi-siccatives ou même non siccatives et, en particulier, de l'huile de poisson et de l'huile de pépins de raisin, dont nous pouvons disposer d'un certain tonnage.

*Reproduction interdite.*

---

**BÉTON. BÉTON ARMÉ, N<sup>o</sup> 1**

**MÉMOIRES SUR LA MÉCANIQUE-PHYSIQUE DU BÉTON**

**II**

**LA VIBRATION DU BÉTON FRAIS**

**RECHERCHES THÉORIQUES  
ET EXPÉRIMENTALES**

PAR

**M. R. L'HERMITE,**

DIRECTEUR DES LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

ET

**M. G. TOURNON,**

DOCTEUR-INGÉNIEUR DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE TURIN



## PRÉFACE

Lorsque l'on recherche dans la littérature technique les éléments nécessaires à l'établissement d'une doctrine de la vibration du béton, on est surpris de constater que les renseignements d'une réelle valeur scientifique sont peu nombreux. Les expérimentateurs ont généralement mal défini les données de leurs essais et ont pris, le plus souvent, leurs bases de comparaison dans des mesures de résistance après durcissement. Or, entre la vibration et le durcissement, interviennent bon nombre de phénomènes qui apportent des dispersions supplémentaires et rendent très aléatoires les comparaisons.

J'ai pensé qu'il serait utile de considérer à nouveau la question en étudiant les propriétés du béton frais, et en cherchant à définir par des lois physiques et mécaniques ce que l'on a convenu d'appeler le *Workability*. Ensuite, il fallait examiner la variation de cette propriété de workabilité, représentée par un frottement interne et une viscosité, en fonction des paramètres du système vibrant. Enfin, la vitesse de serrage du béton vibré, et la propagation de l'énergie vibratoire dans le milieu ont fait l'objet d'investigations spéciales.

Dans la première partie de ce travail, je me suis efforcé d'établir une théorie destinée à relier l'ensemble des phénomènes observés. Cette théorie a été élaborée en même temps que se poursuivaient les essais. Elle a été la trame sur laquelle s'est appuyée la recherche expérimentale et leur a servi de guide.

La deuxième partie du présent mémoire relate les essais poursuivis par mon excellent ami M. TOURNON pendant la durée de son séjour rue Brancion. On y trouvera également quelques interprétations qu'il a su tirer d'une juste observation des mesures et qui viennent s'ajouter aux considérations théoriques de la première partie.

Les appareils d'essais qui sont décrits au long de ce mémoire ont été étudiés et mis au point par le Service des Études des Laboratoires et en particulier par MM. DAWANCE et CAMBUZAT.

Je tiens enfin à remercier le Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques ainsi que le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme qui nous ont apporté une large contribution financière pour la réalisation des essais.

R. L'HERMITE,

Le 1<sup>er</sup> octobre 1947.

## PREMIÈRE PARTIE

# PRÉLUDE AUX RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR LA VIBRATION DU BÉTON

PAR M. ROBERT L'HERMITE

## THÉORIE DE LA VIBRATION

### A. — LE BÉTON FRAIS

Nous commencerons cette étude en examinant le béton frais, mélange de ciment, d'eau et d'agréats inertes, tel qu'il sort de la bétonnière. Cette matière qui n'est ni liquide, ni solide, possède la consistance d'une terre plus ou moins humide. La facilité avec laquelle elle remplit les moules, pénètre entre les armatures, est appelée techniquement « plasticité de mise en œuvre » ou « Workability ». Ceci ne définit aucune notion précise. On a tenté de rechercher une classification grâce à l'essai de table à secousse et au cône d'ABRAMS, mais il faut avouer que les résultats sont encore très critiquables et ne représentent pas bien ce que l'on cherche à désigner. Ici, comme dans toute technique sérieuse, il faut tenter de rapporter les propriétés d'apparence complexe à des unités physiques communes avec d'autres théories. Le plus intéressant paraît être de faire appel à la mécanique des sols dont les lois sont basées sur la connaissance du coefficient de frottement interne et de la courbe de déformation au cisaillement. Pour faire cet essai, nous avons employé un appareil dans lequel une couronne de béton cylindrique de 30 cm de diamètre intérieur, de 20 cm d'épaisseur et de 20 cm environ de hauteur est soumise à l'action d'une charge verticale  $P$  et d'un moment de torsion  $M$  (fig. 1). Cette couronne de béton frais est enfermée dans une boîte ayant les mêmes dimensions intérieures et coupée en deux parties indépen-

dantes par un plan horizontal perpendiculaire à l'axe du cylindre. Elle reçoit la charge  $P$  grâce à un piston en forme de couronne coulissant dans la partie supérieure de la boîte. Lorsque l'on fait tourner l'une par rapport à l'autre les deux parties superposées de la boîte, un glissement se produit dans le plan de coupure sous l'influence d'une pression  $p$  et d'un cisaillement  $\tau$ . Si l'on produit la rotation

des deux parties avec une certaine vitesse  $v = \frac{d\theta}{dt}$  constante,

on mesure  $\theta$  et  $\tau$ , une courbe de déformation qui possède un maximum puis décroît plus ou moins (fig. 2). Les coordonnées de ce maximum sont intéressantes à connaître;  $f$  donne le cisaillement de rupture à partir duquel l'édifice constitué par le squelette s'écroule,  $g$  donne la déformation correspondante. Si, maintenant, dans une série d'expériences, en laissant  $v$  constant, nous faisons varier  $p$ , nous trouvons une suite de valeurs de la résistance au cisaillement, en portant sur un diagramme,  $p$  en abscisses et  $f$  en ordonnées, tous les points s'alignent sur une courbe qui est sensiblement confondue avec une droite (fig. 3). Ceci montre que l'équilibre du béton répond à une loi simple et que sous une vitesse de déformation  $v$ , on peut le caractériser par un angle de COULOMB  $\varphi$ . On peut encore écrire que :

$$(1) \quad f = Kp$$

où  $K$  est le coefficient de frottement.

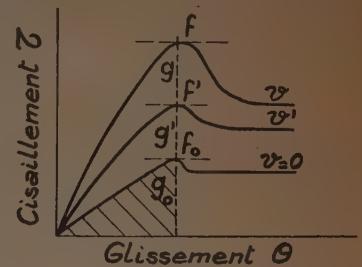


FIG. 2. — Courbe de glissement du béton frais.

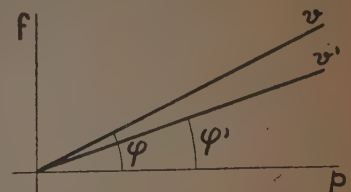


FIG. 3. — Courbe intrinsèque de glissement du béton frais.

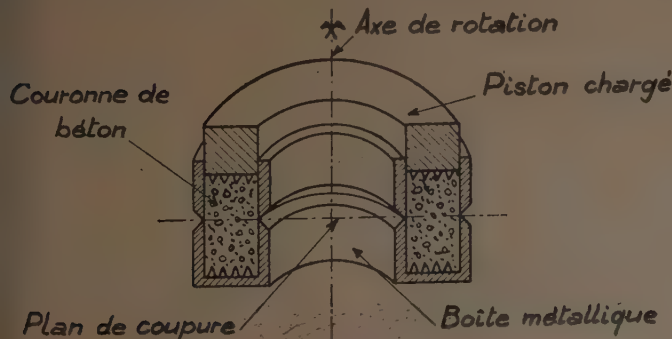


FIG. 1. — Boîte de cisaillement par torsion pour le béton frais.



Opérons maintenant le cisaillement avec une seconde vitesse  $v'$ . Nous trouvons alors une seconde droite (fig. 3), un second angle de COULOMB  $\varphi'$  et un second coefficient de frottement interne  $K'$ . En portant  $v$  en abscisse et  $K$  en ordonnées (fig. 4), on constate que  $K$  diminue en même temps que la vitesse et tend vers une valeur  $K_0$  pour une

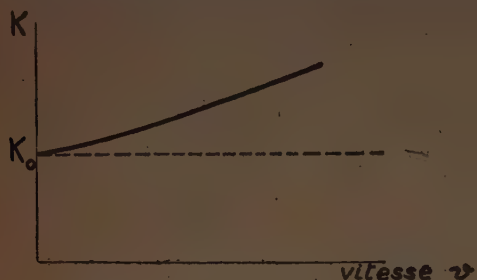


Fig. 4. — Coefficient de frottement interne  $K$  du béton frais.

vitesse nulle. Il existe donc une part de frottement indépendante de la vitesse, c'est le frottement vrai et une part qui croît en même temps que cette dernière, c'est le frottement visqueux.

$$(2) \quad K = K_0 + K_1(v).$$

Pour mettre le béton en place, il faut vaincre ce frottement grâce à des moyens mécaniques tels que le pilonnage, le damage, le piquetage. Mais ces moyens manquent d'efficacité lorsqu'il s'agit d'un béton à coefficient de frottement élevé. Il faut alors diminuer le frottement propre en agissant sur la composition, la granulométrie et surtout, en

augmentant la quantité d'eau de gâchage. Or, on sait que toute augmentation de la quantité d'eau de gâchage a pour effet de diminuer la résistance finale. Le problème de la granulométrie se pose alors de la manière suivante :

Combinaison des proportions des différents agrégats entre eux de telle façon que l'on obtienne un coefficient de frottement faible avec un volume d'eau minimum.

L'expérience montre cependant que la quantité d'eau compatible avec un frottement faible est toujours bien supérieure au minimum nécessaire à l'hydratation. Les moyens de mise en place habituels ne permettent donc pas d'approcher suffisamment la résistance optimum que l'on serait en droit d'attendre. Il faut faire appel à des artifices qui sont : l'aspiration de l'eau par le vide et la vibration.

L'aspiration de l'eau par le vide a été employée aux États-Unis depuis quelques années sous le nom de *Vacuum concrete* ou *Béton au vide*. Elle consiste à appliquer sur les surfaces des pièces, des matelas en fins grillages métalliques derrière lesquels on provoque, à l'aide d'une pompe, une dépression d'air. Sous l'effet de la pression atmosphérique, le béton se trouve comprimé et l'eau se dirige vers le grillage qu'elle traverse. Il en résulte un léger serrage et une diminution du volume des vides. Mais ce procédé n'a d'influence qu'à une faible distance des surfaces. Il ne peut être intéressant que pour des pièces de petites dimensions ou pour un traitement uniquement superficiel. Il a l'avantage, au point de vue économique, de permettre l'emploi de bétons très liquides, facilement transportables, que l'on peut dessécher après coulage, mais ne conduit pas, malgré tout, à un degré de serrage aussi poussé que la vibration.

## B. — LA VIBRATION ET LA LIQUIDITÉ

Quoi de plus étonnant en apparence que la vibration du béton ? Le fait de placer cette matière terreuse sur une table agitée de mouvements périodiques à la cadence de quelques dizaines par seconde, produit un changement presque instantané de son aspect. La matière semble entrer en fusion, couler dans tous les sens comme un liquide, entrer en effervescence avec évacuation de l'air inclus. Mais cette transformation, si simple en apparence, est très difficile à expliquer. Considérons cependant le mouvement des grains du mélange au cours de la vibration. Ils sont agités de manière apparemment désordonnée rappelant un mouvement brownien. Ils se heurtent les uns aux autres et chacun de ces chocs occasionne une impulsion dont la résultante correspond à une force. Tant qu'ils sont en contact et maintenus sous l'action de leur poids propre ils vibrent sous la même amplitude, mais, lorsqu'ils se trouvent libérés, ils prennent une vitesse qui dépend de leur fréquence propre d'oscillation dans le milieu. Il existe donc en permanence une partie de la masse en vibration forcée et une autre partie en vibration libre. Certains grains ont des amplitudes plus faibles ou plus élevées, d'autres tournent. En rencontrant le squelette, ils produisent les chocs dont nous venons de parler.

Ils ne sont pas projetés à une vitesse uniforme mais à une vitesse qui dépend de leur masse, de la viscosité et de l'élasticité du milieu. Il en résulte une énergie d'agitation et de migration et une pression hydrostatique négative qui tend à écarter les grains et dilater le mélange. On trouve une analogie très significative avec l'agitation thermique des molécules d'un gaz maintenu en espace clos conduisant par l'intermédiaire des chocs de ces molécules à une pression d'expansion. Dans le cas du béton cette pression est due aux chocs des grains en agitation mécanique.

Remarquons cependant que le volume total des grains en mouvement désordonné ne peut dépasser le volume des vides  $\varepsilon$ . La masse ne peut être supérieure à  $\frac{\varepsilon D}{1 - \varepsilon}$  où  $D$  est la densité. Mais cette masse est animée d'une vitesse moyenne qui dépend de la fréquence et de la granulométrie. La pression d'agitation est alors, en admettant que tous les vides puissent être occupés pendant une période de vibration :

$$\varpi = \frac{\alpha n}{3} \cdot V \cdot \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon} \cdot D$$

et l'énergie d'agitation :

$$W_a = \frac{\alpha V^2}{2} \cdot \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon} D$$

la constante  $\alpha$  est due au coefficient de restitution et tient compte de l'énergie absorbée pendant le choc, le terme  $\frac{n}{3}$

indique que chaque impulsion a lieu  $\frac{n}{3}$  fois par unité de temps dans chaque direction de l'espace puisque  $\omega$  doit être hydrostatique. Ce rapport  $\frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon}$  peut être confondu

avec  $\varepsilon$  si cette grandeur est petite devant l'unité où encore, on peut appeler  $d = \frac{D}{1 - \varepsilon}$  la densité de la partie solide.

Supposons, pour l'instant, que nous connaissions la pression d'agitation  $\omega$ . L'équilibre intérieur qui avant la vibration était défini par l'inégalité  $f < Kp$  devient :

$$f < K(p - \omega).$$

La valeur du cisaillement qui rompt l'équilibre est :

$$f = K(p - \omega)$$

ce qui correspond à un coefficient de frottement apparent de :

$$(3) \quad K_v = K \frac{p - \omega}{p} = K \left( 1 - \frac{\omega}{p} \right)$$

Lorsque  $K_v$  devient nul (il ne peut être négatif), lorsque  $\omega \geq p$ , la matière n'a plus de frottement interne, elle possède les propriétés d'un liquide. Le mélange a subi une fusion, pâteuse sous l'influence de l'agitation des éléments qui le composent. Nous disons qu'il a atteint l'état de liquidité.

### C. — LE FROTTEMENT ET LA PRESSION D'AGITATION

Sur le piston de l'appareil de cisaillement représenté par la figure 1, plaçons un vibreur et sans mettre en action ce dernier opérons un cisaillement jusqu'au maximum de la courbe en A (fig. 5). A cet instant faisons agir le vibreur (1). La résistance au cisaillement tombe instantanément à une valeur beaucoup plus faible  $f_v$ , puis, le tassement du mélange se poursuivant, son coefficient de frottement augmente lentement jusqu'en  $f_v''$ . Arrêtons à nouveau le vibreur, la résistance au cisaillement tend alors vers une nouvelle valeur  $f_0'$  du mélange au repos supérieure à  $f_0$  puisque le mélange est plus compact. Les expériences faites par M. TOURNON au Laboratoire et qui seront relatées dans la deuxième partie montrent que si  $p$  est faible,  $f$  est sensiblement nul. Par contre, si la pres-

sion extérieure est élevée,  $f_v$  prend une valeur notable,  $f_v'$  tend vers une valeur qui rejoint et dépasse  $f_0$ ,  $f_0' - f_v'$  devient très faible.

On peut représenter les choses d'une manière schématique sur la figure 6.

Avant vibration, le coefficient de frottement est représenté par la droite  $K_0$  qui donne l'effort de cisaillement  $f_0$  en fonction de la pression.

Immédiatement après vibration,  $f_v$  est donné en fonction de  $p$  par la courbe  $K_v$ , elle est asymptotique à une droite qui coupe l'axe des abscisses au point  $\omega_1$  dont la distance à l'origine est la pression d'agitation. Mais la droite  $\omega_1 K_v$  n'est pas parfaitement parallèle à  $K_0$  comme le voudrait la théorie car, dans l'intervalle ( $f_0, f_v$ ), un début

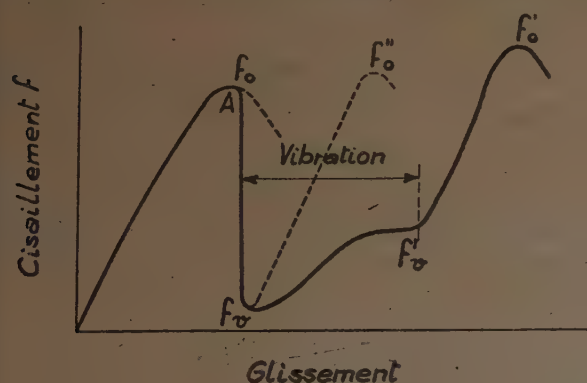


FIG. 5. — Glissement.

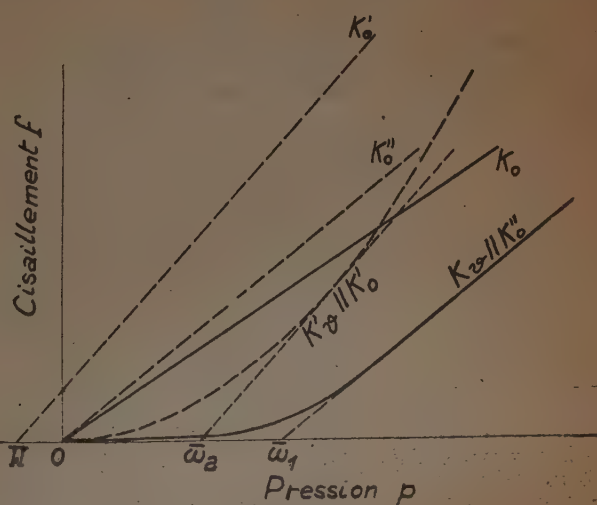


FIG. 6.

(1) Dans la série d'essais que nous avons effectués, le vibreur ne donnait que des pressions normales au plan de cisaillement de l'appareil. Nous n'avons pas étudié le cas de vibrations différemment orientées, mais tout nous porte à croire que dans l'état de liquidité,  $\omega$  reste constant quelle que soit l'orientation du plan considéré.



de serrage a eu lieu qui a augmenté la résistance au cisaillement de la pâte au repos. En d'autres termes, si nous avions arrêté la vibration aussitôt après avoir atteint le minimum  $f'_0$  (fig. 5), nous trouverions un cisaillement de rupture  $f'_0$  compris entre  $f_0$  et  $f'_0$ .

Enfin une dernière anomalie nous sépare de la théorie précédente qui voudrait que la fonction  $f(p)$  soit composée des deux droites  $O\omega_1$  et  $\omega_1 K$ . Ceci est dû à l'hétérogénéité du béton qui fait qu'il existe toujours des parties du squelette où les liaisons sont plus importantes que la moyenne. Il y subsiste malgré tout un frottement, même quand l'état de liquidité devrait être théoriquement atteint lorsque nous considérons seulement la moyenne des cisaillements. Les expériences de TOURNON montrent que la pression d'agitation  $\omega_1$  pour un béton courant et pour un vibreur tournant à 3 000 t/m est de l'ordre de 0,8 kg/cm<sup>2</sup>.

Considérons maintenant la résistance  $f'_0$  après arrêt de la vibration. Elle est donnée en fonction de  $p$  par une droite  $K'_0$  qui ne passe plus par l'origine. La distance  $O\Pi$  représente la cohésion. C'est l'équivalent d'une pression hydrostatique de signe contraire à  $\omega$  qui explique que, par imbrication des grains, le béton a acquis une certaine résistance à la traction qui permet le démoulage. La diminution du volume et l'augmentation de la compacité font également que le coefficient de frottement du béton après vibration  $K'_0$  est plus grand que  $K_0$ . Cette évolution du béton au cours du traitement vibratoire explique pourquoi nous avons trouvé que  $K'_0$  était parallèle à  $K'_0 > K_0$ .

Il existe donc au cours de la vibration une augmentation de la pente de la droite de référence  $K_0$ , entre  $K_0$  et  $K'_0$  et une diminution du volume des vides, donc une diminution de la pression d'agitation entre  $\omega_1$  et  $O$ . Ceci nous montre pourquoi, en fin de vibration, la courbe  $K'_0$  tend à devenir parallèle à  $K'_0$ . Mais ce redressement est accompagné d'une diminution de  $\omega$  qui est d'une part

causée par la naissance de la cohésion  $\Pi$  et, d'autre part, sous l'influence de la diminution du volume de vides et de la pression d'agitation proprement dite.

Schématiquement, nous écrivons que la fonction qui relie la résistance au glissement et la pression s'écrit :

$$f = K(p + \Pi - \omega).$$

Le coefficient de frottement apparent est :

$$K_0 = K \frac{p + \Pi - \omega}{p}.$$

Le coefficient de frottement réel est une fonction de  $\varepsilon$  qui à l'état initial est  $K_0$ , et qui croît lorsque  $\varepsilon$  diminue :  $K = K(\varepsilon)$ , il tend vers une valeur  $K'_0$ .

La cohésion, nulle à l'état initial, est une fonction qui croît lorsque  $\varepsilon$  diminue :  $\Pi = \Pi(\varepsilon)$ , elle tend vers une valeur  $\Pi'$  pour  $K = K'_0$ . Nous pouvons encore dire que  $\Pi$  est une fonction croissante de  $K$  au cours de l'expérience.

La pression d'agitation est une fonction  $\omega(\varepsilon, W_a)$  qui croît avec  $\varepsilon$  dont dépend l'énergie d'agitation  $W_a$ .

Remarquons que la pression  $p$  représente la somme d'une pression extérieure éventuellement appliquée et de la pression résultant de l'équilibre statique du mélange situé au-dessus de la section considérée. Il en résulte que, dans le cas de vibration homogène d'une couche horizontale, l'état de liquidité cesse à une profondeur  $h$  telle que  $hD + p_0 + \Pi = \omega$  où  $D$  est la densité et  $p_0$  la pression superficielle, comme  $\Pi$  est petit devant  $hD$ , on trouve :

$$h = \frac{\omega - p_0}{D}.$$

## D. — LA PRESSION ET L'ÉNERGIE D'AGITATION

Il nous faut maintenant examiner avec plus de détails la pression d'agitation qui a pour effet d'annuler jusqu'à une certaine limite le coefficient de frottement apparent.

Considérons un grain de masse  $m$  au sein du mélange. Son mouvement est défini par rapport au mouvement général des parties motrices par l'équation classique :

$$m \frac{d^2x}{dt^2} + a \frac{dx}{dt} + bx = bx_0 \sin \omega t$$

$x_0 \sin \omega t$  représente la vibration d'ensemble, en phase avec le vibreur, d'amplitude  $x_0$  et de fréquence  $n = \frac{\omega}{2\pi}$ ;

$a \frac{dx}{dt}$  est la force de frottement,  $bx$  est la force élastique qui s'oppose au déplacement. Le calcul classique nous indique que le mouvement de  $m$  est :

$$x = A \sin(\omega t + \varphi)$$

avec

et

$$A = \frac{bx_0}{\sqrt{(b - m\omega^2)^2 + a^2\omega^2}}$$

$$\tan \varphi = \frac{a\omega}{b - m\omega^2}.$$

La fréquence propre de vibration est celle qui donnerait à l'amplitude une valeur infinie si le frottement était nul. Elle est :

$$2\pi n_0 = \omega_0 = \sqrt{\frac{b}{m}}$$

ce qui permet d'écrire l'amplitude :

$$A = \frac{\omega_0^2 x_0}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\gamma^2 \omega_0^2 \omega^2}}$$

avec

$$\gamma = \frac{a}{2\sqrt{bm}}$$

Réciproquement, si nous appliquons au mélange une fréquence de vibration  $n_0 = \frac{\omega_0}{2\pi}$ , celle-ci fera vibrer sous une amplitude  $A_0 = \frac{x_0}{2\gamma}$  les particules telles que :  $\sqrt{\frac{b_0}{m_0}} = \omega_0$ . Tandis que les autres grains ne posséderont qu'une amplitude :

$$A = A_0 \cdot \frac{\frac{b_0}{m_0}}{\sqrt{\left(\frac{b_0}{m_0} - \frac{b}{m}\right)^2 + \left(\frac{A_0}{x_0}\right)^2 + \frac{b_0}{m_0} \cdot \frac{b}{m}}}$$

On peut ainsi établir un spectre de répartition des vitesses maxima :  $v = 2\pi n_0 A$  en fonction de la masse des particules. La figure 7 montre que l'on peut le diviser grossièrement en trois bandes : Une bande où les vitesses sont supérieures à la moitié de la vitesse maximum  $v_m$ . C'est ce que l'on a l'habitude d'appeler la bande passante. Une bande où les masses tendent à prendre une vitesse égale à celle du vibreur  $v_i$ . Une bande où les vitesses sont comprises entre 0 et  $\frac{v_m}{2}$ .

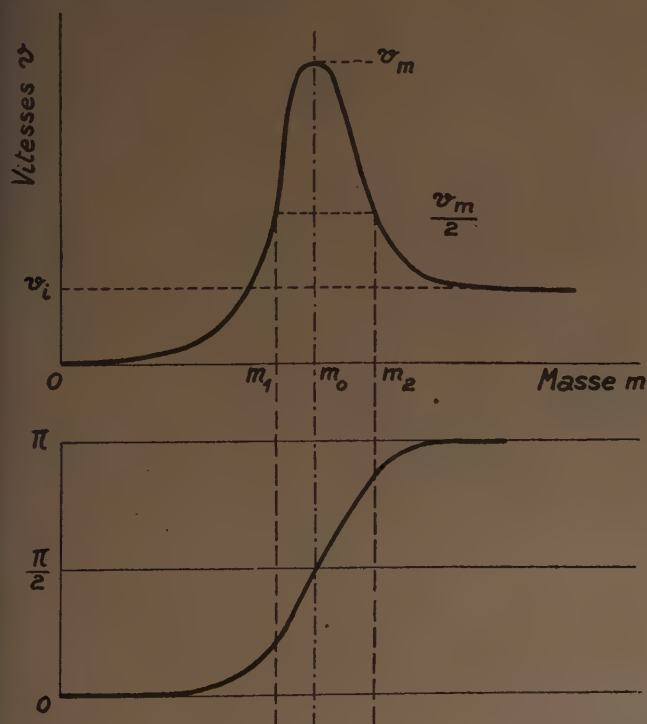


FIG. 7.

Mais, pour bien faire, il faut considérer quels sont les déphasages  $\phi$  entre l'oscillation du vibreur et celle des particules. Pour  $m$  très petit, ce déphasage indiqué par le second graphique de la figure 7 est nul. Pour  $m_0$ , il est égal à  $\frac{\pi}{2}$ ; au-dessus de  $m_2$ , il tend vers  $\pi$ , c'est-à-dire que les éléments de masse supérieure à  $m_2$  sont presque immobiles. Toute l'énergie vibratoire apportée au béton est donc supportée par les éléments de masse inférieure à  $m_3$ .

C'est dans cette masse que se produit l'agitation qui nous intéresse. En résumé, nous pouvons, en gros, considérer que :

La bande  $0m_1$  de volume  $v_1$  vibre en phase avec l'agrégat et ne produit pas d'agitation.

La bande  $m_1.m_2$  de volume  $v_a$  vibre sensiblement en opposition avec l'agrégat et produit l'agitation.

La bande  $> m_2$  de volume  $v_2$  ne vibre pas. Ceci simplifie considérablement le problème et nous conduit à chercher les grandeurs de  $m_1$  et  $m_2$ . Or, la théorie nous indique que les fréquences  $n_1$  et  $n_2$  correspondant à ces masses sont reliées à la fréquence de base par la relation :

$$n_{1,2} = n_0 [1 \pm \gamma \sqrt{3}]$$

c'est-à-dire que :

$$\sqrt{\frac{b_1}{m_1}} \sqrt{\frac{b_2}{m_2}} = \sqrt{\frac{b_0}{m_0}} \left[ 1 \pm \frac{a_0}{2} \sqrt{\frac{3}{b_0 m_0}} \right]$$

Nous allons tenter d'exprimer les grandeurs  $m$ ,  $a$  et  $b$  en fonction d'un rayon moyen, nous trouvons que si les particules étaient sensiblement sphériques :

$$m = \frac{4}{3} \pi r^3 \delta$$

où  $\delta$  est la densité;

$$a = 4\pi r^2 U$$

où  $U$  est le frottement sur toute la surface;

$$b = \pi r^2 E$$

où  $E$  est l'élasticité s'appliquant à la section.

$$\frac{1}{\sqrt{r_1}}, \frac{1}{\sqrt{r_2}} = \frac{1}{\sqrt{r_0}} \left[ 1 \pm \frac{1}{\sqrt{r_0}} \frac{3U}{\sqrt{E\delta}} \right]$$

$$r_1, r_2 = \frac{r_0}{\left[ 1 \pm \frac{\lambda}{\sqrt{r_0}} \right]^2} \quad \text{avec} \quad \lambda = \frac{3U}{\sqrt{E\delta}}$$

et

$$r_0 = \frac{1}{n_0^2} \cdot \frac{3E}{16\pi^2 \delta} = \frac{\mu}{n_0^2}$$

L'amplitude de la particule  $r_0$  est :

$$A_0 = \frac{x_0}{2\gamma} = \frac{3x_0}{\lambda} \sqrt{r_0}$$

Elle possède une vitesse de projection :

$$v_0 = \frac{6\pi x_0}{\lambda} n \sqrt{r_0}$$

Or, la masse de la bande passante ne peut être projetée que dans une partie des vides  $\epsilon_a$  égale à la différence entre les vides totaux et ceux que pourraient occuper les grains de rayon inférieur à  $r_2$  s'ils étaient en agitation. Nous écrirons donc que  $\epsilon_a$  est une fonction croissante de la fréquence. En dessous d'une certaine fréquence, pour une granulométrie déterminée, la bande passante sort de la granulométrie et s'annule. La vibration n'a plus aucun effet sensible.

Il en résulte que la pression d'agitation est :

$$w = q n^2 \epsilon_a d A_0$$



or :

$$A_0 = \frac{3x_0}{\lambda} \sqrt{r_0} \quad \text{et} \quad n = \sqrt{\frac{\mu}{r_0}}$$

Et finalement :

$$A_0 = 3 \sqrt{\frac{\mu}{\lambda^2}} \cdot \frac{x_0}{n}$$

$$\omega = qd\epsilon_a n \cdot 3 \sqrt{\frac{\mu}{\lambda^2}} \cdot x_0 = Qx_0\epsilon_a n$$

ou

$$\omega = Q(n)\epsilon x_0.$$

La pression d'agitation est proportionnelle au volume des vides et à l'amplitude. C'est une fonction croissante de la fréquence dont la forme dépend de la granulométrie, mais qui croît plus rapidement que  $n$ . L'énergie totale de vibration est :

$$W = 2\pi^2 D n^2 x_0^2$$

Celle dépensée en agitation :

$$W_a = 2\pi^2 d n^2 \sigma^2 A_0^2 \epsilon_a$$

où  $\sigma$  est un coefficient de quadrature qui tient compte des amplitudes moyennes dans la bande passante. Il en résulte que :

$$\frac{W_a}{W} = \frac{9\mu\sigma^2}{\lambda^2} \cdot \frac{\epsilon_a}{n^2} \cdot \frac{d}{D} = R(n) \cdot \frac{\epsilon}{1-\epsilon}$$

$R(n)$  est une fonction dont le sens de variation avec la fréquence dépend de la composition granulométrique du mélange. Mais il y a tout lieu de croire que  $\epsilon_a$  est une fonction qui croît avec la fréquence moins vite que  $n$  dans les cas courants. Donc  $\frac{W_a}{W}$  doit être une fonction décroissante de  $n$ .

L'énergie perdue en frottements par une particule en agitation est pendant l'unité de temps

$$W_f = 2\pi^2 A^2 n^2 a$$

de sorte que pour cette particule :

$$\frac{W_f}{W_a} = \zeta \frac{s}{v} = \zeta \frac{1}{r}$$

où  $s$  est sa surface et  $v$  son volume.

Lorsque la bande passante est étroite, on peut confondre  $r$  avec  $r_0$  et écrire :

$$\frac{W_f}{W_a} = \zeta \frac{1}{r_0} = \frac{\xi}{\mu} n^2$$

$$\frac{W_f}{W} = \xi \frac{9\sigma^2}{\lambda^2} \frac{\epsilon_a}{1-\epsilon}$$

Le rapport entre l'énergie dissipée et l'énergie fournie croît avec  $\epsilon_a$ , donc avec la fréquence pour une granulométrie constante. Il croît encore avec le volume des vides.

Le rapport  $\frac{W_f}{W}$  est l'amortissement, énergie relative perdue par unité de volume et unité de temps.

En augmentant la fréquence, on obtient à énergie égale une pression d'agitation plus élevée et l'état de liquidité avec plus de facilité puisque  $\omega = S\epsilon_a \sqrt{\frac{W}{1-\epsilon}}$

mais, l'amortissement étant plus rapide, cet état se produit dans un volume plus limité ainsi que l'on peut le comprendre *a priori* et que nous expliquerons plus en détails dans un prochain paragraphe. Il est bon de rappeler que les énergies ainsi définies sont utilisées seulement dans une partie de l'agrégat qui comprend le mortier entourant les grains dont les rayons sont supérieurs à  $r_2$ . C'est seulement dans ce mortier de volume  $(1-v_2)$  que peut avoir lieu la fluidification. Lorsque l'on vibre à haute fréquence un mortier à gros agrégats, on voit la structure qu'ils forment initialement s'écrouler comme si la gangue qui les entoure était entrée brusquement en fusion. D'autre part,  $v_1$  étant une fonction de  $n$  augmente quand la fréquence décroît et tend vers l'unité lorsque la bande passante sort de la granulométrie. En dessous d'une certaine fréquence, la vibration du béton ne produit plus aucun effet d'agitation et ne peut conduire à assurer ni le serrage, ni la liquidité.

## E. — SERRAGE ET DÉSAÉRATION DU BÉTON VIBRÉ

Nous venons de voir que, sous l'influence de la vibration, la résistance au frottement interne du béton diminue et tend vers 0 dans certaines conditions. Pendant le même temps, il se tasse, c'est-à-dire que son volume apparent décroît, le volume des vides qu'il contient tend vers une valeur minimum. Le serrage est provoqué par l'agitation qui a pour effet de faire passer certains grains d'une position initiale à une autre position plus stable. La vitesse de serrage est donc proportionnelle au nombre de grains capables d'être projetés et le volume correspondant à ces grains est égal au volume des vides du mélange,

déduction faite du volume occupé par l'eau :  $\epsilon_g$ . En effet, si l'on suppose que l'eau ne peut pas être évacuée, le serrage s'arrête lorsque l'eau remplit tous les vides. Les particules en agitation sont, bien entendu, celles de la bande passante, animées d'une énergie totale  $W_a$  tandis qu'elles ont à rompre, pour opérer le serrage, la résistance au glissement du squelette. Cette rupture nécessite une énergie moyenne qui nous est donnée par l'essai statique. C'est la surface hachurée de la figure 2, soit :  $U = Kpg\xi$ , où  $\xi$  est un coefficient compris entre 0,5 et l'unité. Mais cette énergie est une résultante d'effets

localisés aux points de contact où les travaux de rupture sont essentiellement variables.

Si nous admettons en première approximation que tous les grains de la bande passante ont une masse sensiblement égale on peut, en employant le calcul des probabilités, estimer que le nombre de grains capables de produire la rupture des liaisons de frottement est proportionnel à  $e^{-\left[\frac{v}{w_a}\right]^2}$ . Ceci s'écrit :  $\log N = -A \left(\frac{U}{W_a}\right)^2$  et se trouve en accord avec la loi de GIBRAT concernant les probabilités dissymétriques. Les grains rencontrant des liaisons telles que leur travail de rupture individuel est inférieur à  $W_a$  sont efficaces. Pour  $W_a$  nul, le nombre de ces grains est nul, pour  $W_a$  très grand, ce nombre tend vers la totalité.

La vitesse de tassement est donc proportionnelle au nombre  $N$  mais elle est encore proportionnelle à la force extérieure qui entre en jeu aussitôt après la rupture de la liaison, c'est-à-dire à  $p$  et au volume de vides. De sorte que la vitesse de tassement devient :

$$\frac{dv_g}{dt} = Q p \varepsilon_g e^{-\left[\frac{v}{w_a}\right]^2}.$$

Si  $p$  reste constant, il n'en est pas de même pour  $\varepsilon_a$  et  $e^{-\left[\frac{v}{w_a}\right]^2}$  qui sont essentiellement variables pendant la vibration. En effet, rappelons que :  $\frac{W_a}{W} = R(n) \varepsilon$ .

$R(n)$  étant une fonction décroissante de la fréquence  $n$ .

Si la fréquence reste invariable,  $\varepsilon$  diminue pendant la vibration, donc  $W_a$  diminue. En outre  $K$  augmente ainsi que le montre l'expérience (fig. 6), et de  $K_0$  à l'origine passe progressivement à  $K'$ . Il en est de même pour  $U$ , de sorte que le rapport  $\frac{U}{W_a}$  ne cesse de croître en cours

de serrage. Il en résulte que  $e^{-\left[\frac{v}{w_a}\right]^2}$  diminue à tel point que le serrage devient extrêmement lent après quelques minutes. On peut dire qu'il est pratiquement annulé avant que  $\varepsilon$  ne s'annule et il reste un vide résiduel que la vibration ne peut réduire sans être prohibitive.

Nous avons raisonné jusqu'à présent sans nous occuper de l'évacuation de l'air inclus dans les vides. Si la vibration est faite dans un espace clos sans possibilité de départ de l'air, celui-ci se met en pression et s'oppose au serrage.

$\varepsilon_0$  étant la quantité d'air à l'origine, nous appliquons une vibration qui conduit le béton à l'état de fluidité où il possède, ainsi que nous l'avons vu, les propriétés d'un liquide. Au début de la vibration, l'air  $\varepsilon_0$  est sous pression  $p$ . Lorsque le serrage se produit, le volume des vides devient  $\varepsilon_g < \varepsilon_0$ , la pression d'air est  $p_g = p \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_g}$  et la surpression :  $p_g - p = p \left[ \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_g}{\varepsilon_g} \right]$ .

La pression hydrostatique dans le mélange est donc réduite puisque  $p_g$  s'oppose à la pression extérieure, elle devient :

$$p' = p \left( 1 - \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_g}{\varepsilon_g} \right) = p \left( 2 - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_g} \right).$$

L'étanchéité à l'air conduit à une diminution de la pression hydrostatique et de ce fait, diminue la vitesse de serrage

qui s'annule pour  $\varepsilon_g = \frac{\varepsilon_0}{2}$

Considérons maintenant l'état d'un béton étanche où les vides sont arrivés à une valeur  $\varepsilon_g$  sous une pression d'air  $p_g$ ; si nous libérons une surface pour permettre l'évacuation, il se produit un courant d'air que nous allons étudier.

Prenons un cube élémentaire dans le sein de la masse. La vitesse  $V$  de l'air qui traverse une face est proportionnelle à la différence de pression de chaque côté  $\frac{dp_g}{dz}$  et à un coefficient de perméabilité  $\rho$ . Soit :

$$V = \rho \frac{dp_g}{dz}.$$

La vitesse sur la face opposée est :

$$V = \rho \left[ \frac{d}{dz} \left( \frac{dp_g}{dz} \right) - \frac{dp_g}{dz} \right].$$

Si nous faisons la somme des mouvements sur toutes les faces, nous trouvons que la variation de volume d'air sous pression  $p$  est :

$$\frac{da}{dt} = \rho \Delta^2 p_g.$$

Mais si  $\varepsilon$  est constant, la loi de MARIOTTE donne :

$$\varepsilon \frac{dp_g}{dt} = p_g \frac{da}{dt}.$$

Si  $p$  est la pression d'équilibre et  $p'_g$  la surpression seule variable  $p_g = p + p'_g$ . L'équation générale devient :

$$\frac{dp'_g}{dt} = \rho \frac{\varepsilon}{p + p'_g} \Delta^2 p'_g.$$

Lorsque  $p'_g$  est faible devant  $p$ , les surpressions dans le mélange répondent à la loi de FOURIER :

$$\frac{dp'_g}{dt} = \rho \frac{\varepsilon}{p} \Delta^2 p'_g.$$

Pour une couche plane, le temps nécessaire à obtenir une diminution de surpression, donc une évacuation d'air donnée, est proportionnel au carré de la distance du point considéré à la surface libre. Enfin, l'on peut dire que pour un moule, le temps de désaération est sensiblement proportionnel au carré du rapport  $\left( \frac{\text{Volume}}{\text{surface libre}} \right)^2$  tandis que l'énergie doit être proportionnelle au volume.

Pour une couche plane, il est proportionnel au carré de l'épaisseur et l'énergie à l'épaisseur.

Mais le temps nécessaire pour obtenir une baisse relative donnée de surpression à partir de  $p_g$  est constant en un point déterminé, on a donc avantage à augmenter



artificiellement la surpression pour une masse d'air égale. C'est le principe de la vibration sous vide qui augmente momentanément la surpression et accélère la désaération tandis que le retour à la pression atmosphérique provoque une diminution complémentaire des vides par compression extérieure. Il y a là un procédé semblable, au point de vue dégazage, au refroidissement que l'on provoque en trempant un corps dans un liquide glacé, phénomène régi également par la loi de FOURIER.

Si nous revenons à la formule générale du serrage, nous

l'écrirons finalement et d'une manière un peu empirique mais tenant compte des observations précédentes :

$$\frac{d\varepsilon_g}{dt} = - \left[ 1 - \frac{1}{2 + \alpha \left( \frac{S}{V} \right)^2} \right] p \varepsilon_a e^{-\left[ \frac{V}{n(n) \varepsilon W} \right]^2}$$

avec

S = surface libre.

V = volume.

$\alpha$  = constante.

W = énergie vibratoire rapportée à l'unité de volume.

## F. — LA VISCOSITÉ DU BÉTON VIBRÉ ET LE SERRAGE

Nous avons vu que le béton vibré pouvait être, au delà d'une certaine limite, assimilé à un liquide dont la principale propriété réside dans la viscosité, mais remarquons que cette propriété persiste même pour un coefficient de frottement non nul. D'une façon générale, lorsque nous cherchons à déformer la masse de béton frais, elle tend à revenir vers son état d'équilibre en changeant sa configuration, équilibre qui est celui d'un liquide au repos. Ce changement doit nécessiter une certaine énergie d'agitation moyenne telle que le nombre de rupture de liaisons

de frottement soit comme précédemment égal à  $e^{-\left[ \frac{v}{w_a} \right]^2}$ . Si la fluidité est proportionnelle à ce nombre, nous trouvons comme coefficient de viscosité son inverse :

$$\eta = J e^{\left[ \frac{v}{w_a} \right]^2}$$

On voit que le coefficient de viscosité augmente avec la pression et le coefficient de frottement interne, comme U. Il décroît avec l'énergie d'agitation, c'est-à-dire avec le volume des vides et l'amplitude.

En reportant cette valeur dans l'expression de la vitesse de tassement on a :

$$\frac{d\varepsilon_g}{dt} = - \theta \frac{p \varepsilon_a}{\eta}$$

où  $\theta$  est une constante qui dépend de la nature du béton et de la forme du moule.

La vitesse de serrage est donc inversement proportionnelle au coefficient de viscosité à l'instant donné.

Pour mesurer le coefficient de viscosité du béton, on peut employer deux méthodes : la première consiste à utiliser l'appareil de la figure 1, soumis à la vibration et à déterminer la variation de  $f$  en fonction de  $v$ , mais l'imprécision de la hauteur sur laquelle agit le glissement rend la mesure difficile.

La deuxième méthode est basée sur l'emploi du viscosimètre à bille (fig. 8). Un réservoir R, rempli de béton, est placé sur une table vibrante T. Au sein de ce réservoir, on plonge une sphère S en acier. Cette sphère est équilibrée

par un contrepoids P par l'intermédiaire d'un fil C posé sur deux poulies. Le mouvement de la bille dans le sens vertical est enregistré grâce à une aiguille A sur un cylindre tournant. Si la sphère était libre, elle serait soumise à l'action de la pesanteur moins la poussée d'Archimède :

$$F = \Pi \left( 1 - \frac{D}{\rho} \right)$$

où  $\Pi$  est le poids de la sphère,  $\rho$  sa densité et D celle du béton. Si elle est équilibrée par un poids P on peut faire varier ce dernier pour obtenir une force ascendante ou descendante :

$$F = \Pi \left( 1 - \frac{D}{\rho} \right) - P.$$

On place alors la sphère dans le béton et l'on met en marche le vibreur puis, après quelques instants, l'on provoque la force ascensionnelle. On voit alors la bille se mouvoir dans le sens vertical. Au bout d'un très court

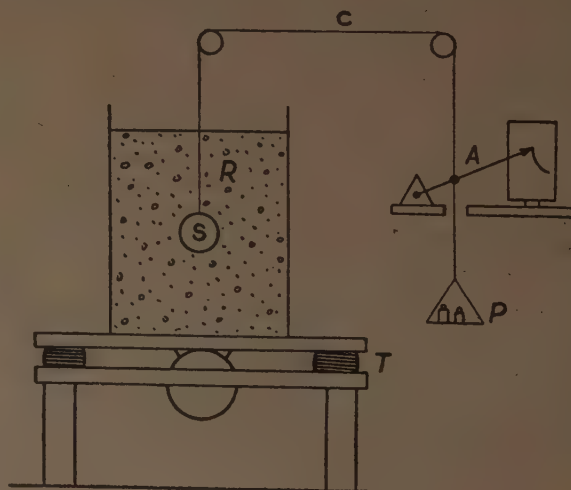


FIG. 8. — Dispositif de mesure de la viscosité du béton vibré.

parcours, sa vitesse permet de mesurer la viscosité grâce à la formule de STOKES :

$$\eta = \frac{1}{6\pi r V} \left[ \Pi \left( 1 - \frac{D}{\rho} \right) - P \right]$$

où  $V$  est cette vitesse et  $r$  le rayon de la sphère.

Il faut éviter cependant de lui donner une force ascensionnelle trop élevée. Il se produit en effet une cavitation en arrière de son mouvement que la pression de vibration est insuffisante à combler assez vite, il en résulte une succion de la laitance du mortier qui retarde le mouvement. L'expérience montre que  $\eta$  est sensiblement constant en un point donné après un certain temps de vibration.

Le mouvement de la sphère que nous venons d'étudier représente à une certaine échelle le transport d'un élément de l'agrégat à travers la masse. Nous pouvons considérer un caillou de la classe  $> r_2$  et étudier en fonction de la viscosité sa vitesse de chute sous l'action de la pesanteur :

$$V_c = \frac{1}{6\pi r \eta} \Pi \left[ 1 - \frac{D}{\rho} \right]$$

$r$  est le rayon moyen du caillou et  $\rho$  sa densité;  $\Pi$  est le poids du caillou sensiblement proportionnel au cube du rayon moyen.

On voit que cette vitesse de descente est à peu de chose près proportionnelle au carré du rayon moyen.

$$V_c = Q \frac{r^2}{\eta} (\rho - D)$$

où  $Q$  est une constante dépendant de la forme.

On voit donc que si des cailloux de différentes grosseurs sont placés au sein du mélange, les plus gros descendront les premiers vers le fond. Ceci représente le phénomène bien connu de ségrégation.

Pour éviter ou retarder la ségrégation on pourra donc être amené à augmenter le coefficient de viscosité en fournissant au mélange l'énergie extérieure juste nécessaire à provoquer la liquidité, un excès d'énergie vibratoire conduisant à une chute rapide des grains les plus gros sous l'action de la pesanteur.

## G. — EXPÉRIENCES DE SERRAGE

Les expériences de serrage relatées ci-après ont été faites en 1935 en collaboration avec M. MARIANI (*Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, janvier-février 1936). Un réservoir en tôle de 50 cm de haut et de 31,5 cm de diamètre était monté sur une table vibrante. La partie supérieure du réservoir recevait après remplissage un piston reposant sur le béton et qui, grâce à une transmission, permettait d'enregistrer le tassement en fonction du temps. Le béton essayé était dosé à 350 kg de ciment au mètre cube, l'agrégat comprenait des grains allant jusqu'à 20 mm et la quantité d'eau était variable d'une expérience à l'autre.

Ceci nous a permis de tracer les courbes représentant le volume des vides en fonction de l'eau de gâchage au début de la vibration et après 1 mn de traitement. On constate que le volume des vides croît, passe par un maximum, puis décroît jusqu'à ce qu'il soit entièrement rempli d'eau (fig. 29). La figure 10 donne les vitesses de serrage par seconde à ces deux périodes. On voit qu'au début de la vibration la vitesse de serrage passe par un maximum de 9,5 % par seconde pour un pourcentage d'eau de l'ordre de 10 %. Elle diminue ensuite rapidement pour s'annuler à 17 % d'eau où celle-ci remplit tous les vides. Après 1 mn de vibration, les vitesses de serrage sont moins de 100 fois plus faibles, elles augmentent avec l'eau de gâchage jusqu'à un maximum de 11 % de cette dernière, puis diminuent ensuite rapidement car le volume d'air tend vers 0

après 13 %. On peut chercher à tirer de ces valeurs la grandeur relative du coefficient de viscosité  $\eta$  :

$$\eta = \theta p \frac{\varepsilon_g}{\frac{d\varepsilon_g}{dt}}$$

Ce coefficient diminue quand la quantité d'eau augmente. Il augmente pendant la vibration. Si nous prenons comme unité le coefficient de viscosité initial à 10 % d'eau, les

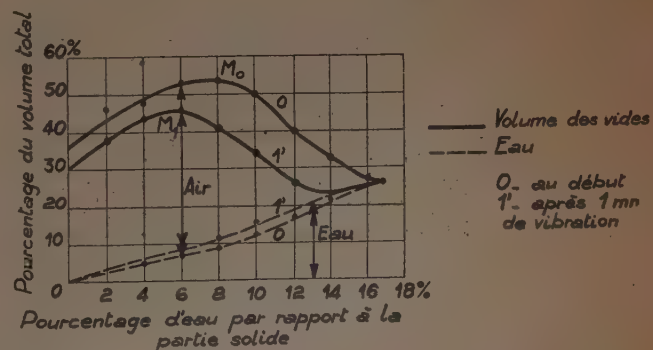


FIG. 9. — Volume des vides suivant la quantité d'eau de gâchage au début et après 1 mn de vibration.



autres coefficients nous sont fournis par le tableau suivant :

Eau de gâchage rapportée à la partie solide en volume...	0 %	5 %	10 %	12 %	15 %
Coefficient de viscosité relatif initial...	2	1,4	1	0,6	0,26
Coefficient de viscosité relatif à 1 mn...	300	235	40	50	40

Il est certain que ce coefficient de viscosité tend vers une limite pour chaque composition initiale, lorsque le temps de vibration croît, mais cette limite ne peut être déduite de la vitesse de serrage car elle est atteinte lorsque les vides sont entièrement remplis d'eau. Les expériences décrites au paragraphe F permettent seules de mesurer cette limite mais, jusqu'à plus ample informé, la valeur trouvée ne peut servir à calculer la vitesse de tassement.

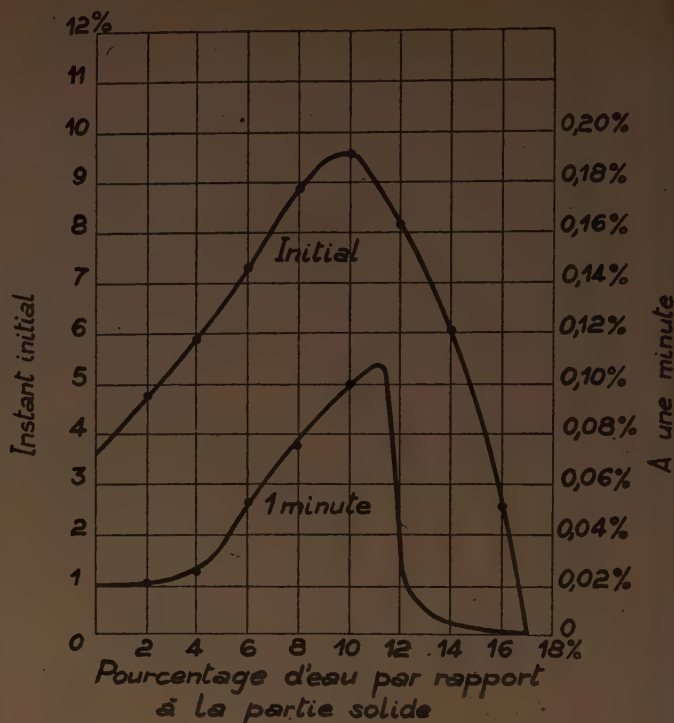


FIG. 10. — Vitesses de serrage  $\frac{d\epsilon}{dt}$  à l'instant initial et à 1 mn suivant la quantité d'eau de gâchage.

## H. — ÉTUDE PLUS APPROFONDIE DU FROTTEMENT INTERNE

Dans le paragraphe consacré au frottement interne nous avons considéré que celui-ci était nul en dessous d'une certaine valeur de la pression correspondant à  $p = -\omega$  pression d'agitation.

En réalité, l'expérience montre que  $K$  croît d'abord lentement, puis rapidement avec  $p$  ainsi que le montre la figure 5. (Il s'agit, bien entendu, de la valeur limite de la réaction pour une vitesse de déformation qui élimine les effets de la viscosité, faute de quoi  $f$  n'est pas nul pour  $p = 0$ .)

Cette continuité en contradiction avec la discontinuité théorique est une résultante statistique de la dispersion des liaisons analogue à celle que nous avons envisagée dans la viscosité et le serrage. En effet  $\omega$  est une pression négative qui ne peut agir que dans les points où les liaisons locales correspondent à une pression de contact supérieure à la moyenne. Ces points sont ceux où il y a possibilité de mouvement et leur nombre est donné par  $e^{-\left[\frac{v}{w_a}\right]^2}$ . De sorte que les liaisons ne subsistent qu'aux points  $1 - e^{-\left[\frac{v}{w_a}\right]^2}$  et la force de cisaillement est :

$$f = K \left[ p - \omega \left( 1 - e^{-\left(\frac{v}{w_a}\right)^2} \right) \right]$$

et le coefficient de frottement apparent :

$$K' = K \left[ 1 - \frac{\omega}{p} \left( 1 - e^{-\left(\frac{v}{w_a}\right)^2} \right) \right]$$

que l'on peut encore écrire en fonction de la viscosité :

$$f = K \left[ p - \omega \left( 1 - \frac{J}{\eta} \right) \right]$$

$$K' = K \left[ 1 - \frac{\omega}{p} \left( 1 - \frac{J}{\eta} \right) \right]$$

Sur la figure 11, on voit à côté de la courbe de frottement statique, la courbe de frottement sous vibration qui est décalée de la première d'une quantité  $\delta = \omega \left( 1 - e^{-\left(\frac{v}{w_a}\right)^2} \right)$ .

La résistance au cisaillement au point de raccord théorique  $p = \omega$  est  $f_i = Kp \frac{J}{\eta}$ . Elle est d'autant plus faible

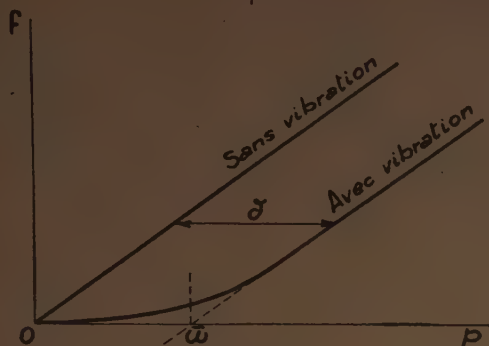


FIG. 11.

que le coefficient de viscosité est plus élevé. Enfin, nous savons que  $\frac{U}{W_a} = K \frac{p}{\omega} \frac{s(n)x_0}{W}$ , où  $s(n)$  est une fonction de la fréquence.

Pour des conditions de vibration constantes données, en faisant  $\frac{s(n)x_0}{W} = T$ , les expressions de la résistance au cisaillement et du coefficient de frottement apparent deviennent :

$$f = K \left[ p - \omega \left( 1 - e^{-TK \frac{p}{\omega}} \right) \right]$$

$$K' = K \left[ 1 - \frac{\omega}{p} \left( 1 - e^{-TK \frac{p}{\omega}} \right) \right]$$

pour  $p = 0$  l'exponentielle est égale à l'unité.  
pour  $p$  infiniment grand elle tend vers 0.

## I. — PROPAGATION DE LA VIBRATION

Nous allons chercher ici à savoir comment l'énergie vibratoire apportée à un point ou sur une face de moule se propage à l'intérieur du volume vibré. Considérons un point à l'intérieur de la masse où l'énergie totale en action est  $W$ . L'énergie dissipée est  $W_f$ . Nous pouvons écrire que l'énergie  $W$  qui traverse le volume élémentaire subit une perte  $W_f$ .

$$\frac{dW}{dz_1} + \frac{dW}{dz_2} + \frac{dW}{dz_3} = -W_f$$

soit :

$$\text{Gradient } W = -W_f$$

or :

$$\frac{W_f}{W} = -\frac{\xi \varepsilon_a}{1 - \sigma} = \Omega \text{ (coefficient d'amortissement)}$$

donc :

$$\text{Gradient } W = -\frac{\xi \varepsilon_a W}{1 - \sigma}$$

En chaque point du volume, le vecteur gradient est défini en grandeur et en direction. Il est normal à une surface où  $W$  est constant et tangent à une ligne de flux, trajectoire des vecteurs successifs.

Considérons le cas où, à l'instant initial de la mise en vibration,  $\varepsilon_a$  est constant dans tout le volume. Nous trouvons :

$$W = W_0 \left[ e^{-\Omega z_1} + e^{-\Omega z_2} + e^{-\Omega z_3} \right]$$

L'énergie  $W$  diminue d'autant plus rapidement à partir du point  $W_0$  que  $\Omega$  est plus élevé, c'est-à-dire :

A condition de vibrations égales, que la pression d'agitation est plus grande;

A volume de vides égaux, que la fréquence est plus élevée;

A fréquence égale, que le volume des vides est plus grand.

Ceci explique que, pendant le serrage, les surfaces d'énergie constante se propagent en s'éloignant de la source.

Les limites d'action d'un vibreur peuvent être prises à une valeur du coefficient de frottement apparent  $K'$  correspondant sensiblement au point de transition  $p = \omega$ . Elles suivent une surface équi-énergétique dont la distance par rapport à la source découle des conditions d'amortissement. Si l'on prend les coordonnées sur les lignes de flux et les tangentes à la surface de niveau, on trouve que :

$$W = W_0 \frac{\omega_0}{\omega} e^{-\Omega z}$$

où  $\omega$  est l'aire de la surface de niveau où règne l'énergie  $W$ .

Si l'on a déterminé à l'avance la limite inférieure  $W_i$  de l'énergie incapable d'assurer la liquidité et le serrage, si  $\varepsilon_0$  est le volume de vides à l'origine et  $\varepsilon_i$  le volume de vides final que l'on désire atteindre, compatible avec  $W_i$  : On trouvera que la limite d'action du vibreur est finalement :

$$Z_l = \frac{1 - \varepsilon_i}{\xi \varepsilon_i n} \log \frac{W_0}{W_i} \cdot \frac{\omega_i}{\omega_0}$$

elle est d'autant plus faible que la fréquence est plus élevée. Elle augmente, bien entendu, quand la condition imposée  $W_i$  diminue.

A titre d'exemple de la propagation de la vibration considérons une courbe plane. Les lignes de flux sont des droites et les surfaces de niveau des plans;  $\omega$  est constant.



Si la couche est d'épaisseur indéfinie

$$W = W_0 e^{-\Omega z}$$

L'énergie absorbée en chaque point est :

$$W_I = \Omega W$$

de sorte que l'énergie absorbée dans tout le volume est :

$$\int_0^{\infty} \Omega W_0 e^{-\Omega z} dz = -W_0$$

et

$$\int_0^{\infty} \Omega e^{-\Omega z} dz = -1.$$

Cette identité est vérifiée pour  $\Omega$  constant.

Examinons maintenant une couche d'épaisseur limitée  $d$  vibrée sur une face. Sur la face opposée s'opère une réflexion des ondes vibratoires, que cette face soit libre ou rigide. Il est facile de voir qu'en chaque point l'énergie devient avec  $\Omega$  constant :

$$W = W_0' e^{-\Omega z} \sum_{n=0}^{\infty} e^{-\Omega 2nd}$$

qui pour  $z = 0$  donne :

$$W_0 = W_0' \sum_{n=0}^{\infty} e^{-\Omega 2nd}$$

et en définitive :

$$W = W_0 e^{-\Omega z}$$

formule identique à celle que nous avons trouvée pour la couche indéfinie. Mais l'énergie totale ou puissance absorbée est :

$$W_F = W_0 [1 - e^{-\Omega d}].$$

L'énergie appliquée à la première couche  $W_0$  est plus élevée que l'énergie moyenne fournie à cause des réflexions sur la limite opposée et l'énergie totale fournie  $W_F$  croît avec l'épaisseur de la couche suivant une fonction qui tend asymptotiquement vers  $W_0$ .

Des essais ont été faits par MARY il y a une douzaine d'années au Laboratoire des Ponts et Chaussées, qui avaient pour but de mesurer à l'aide d'un quartz piézo-électrique la variation de pression de vibration dans un moule parallélépipédique en fonction de la distance au vibreur placé sur une face (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1936, p. 339). Malgré quelques anomalies dues vraisemblablement à des réflexions d'ondes sur les parois latérales, les courbes montrent que, d'une façon générale, la loi de pression est bien conforme à la fonction exponentielle précédente pour la couche semi-indéfinie.

Voici un tableau des coefficients d'amortissement obtenus entre 20 et 40 cm et entre 60 et 80 cm du vibreur.

TYPE DE BÉTON	AFFAÏSSEMENT AU CÔNE D'ABRAMS	FRÉ- QUENCE	$\Omega$ à 30 cm par cm	$\Omega$ à 70 cm par cm	RÉFÉ- RENCE
120 l de gravillon de Seine	sec : 1 cm	100 t/s	0,06	0,066	1
60 l de sable de Seine	plastique: 4 cm	100 t/s	0,10	0,05	2
9 kg de liant	mouillé : 14 cm	100 t/s	0,05	0,10	3
150 l de gravillon de Seine	sec : 0,5 cm	100 t/s	0,06	0,05	4
75 l de sable de Seine	plastique: 6 cm	100 t/s	0,043	0,10	5
11,25 kg de liant					
	plastique: 4 cm	106 t/s	0,07		6
		78 t/s	0,05		7
90 l de pierre cassée 30-75 mm		106 t/s	0,15		8
90 l de gravillon de Seine	plastique: 4 cm				
40 l de sable de Seine		78 t/s	0,11		9
11,25 kg de liant					

Bien que les résultats accusent une nette dispersion, on trouve que :

L'amortissement augmente sensiblement dans le rapport des fréquences (voir 6, 7 et 8, 9).

Il est difficile de relier l'amortissement à la quantité d'eau, car la compacité et le volume de vides du béton ne sont pas donnés.

Pour un béton de chantier à gravillon de Seine du type courant, correspondant sensiblement à un dosage de 350 kg de liant au mètre cube, l'amortissement est compris entre 0,04 et 0,10 à la fréquence de 100 t/s.

Pour un gros béton de pierres cassées, le coefficient d'amortissement atteint 0,15 à 100 t/s.

Ceci veut dire que si nous prenons comme limite d'action du vibreur celle qui correspond à un quart de la puissance de la première couche, cette limite est au

maximum de 35 cm pour le béton plastique et au minimum de 14 cm. Pour le béton de gros cailloux, elle est à environ 10 cm. Mais empressons-nous de dire que la condition de  $\frac{W_0}{4}$  est purement arbitraire et n'est justifiée que pour l'exemple.

Considérons maintenant la vibration circulaire dans un milieu indéfini à deux dimensions où l'énergie est apportée par une aiguille vibrante infiniment longue de rayon  $r_0$ . D'après les équations précédentes, elle se propage suivant la loi :

$$W = W_0 \frac{r_0}{r} e^{-\alpha(r-r_0)}.$$

Par contre, une vibration circulaire d'un autre type où l'énergie est apportée par une enveloppe entourant un cylindre indéfini de béton de rayon  $r_1$  est :

$$W = W_0 \frac{r_1}{r} e^{-\alpha(r_1-r)}.$$

La puissance absorbée est

$$W_r = 2\pi r_1 W_0 [1 - e^{-\alpha r_1}].$$

On constate que l'intensité de la vibration croît de la périphérie au centre où elle augmente indéfiniment. En réalité, elle atteint un maximum qui dépend de la grosseur des grains et l'énergie ainsi concentrée provoque un mouvement de convection tel que si le cylindre est vertical, un courant se produit suivant l'axe, du bas vers le haut, compensé le long des parois par un mouvement en sens inverse. Ce courant peut avoir pour effet d'arrêter le serrage, d'introduire de l'air le long du moule et de provoquer une ségrégation plus rapide.

Le calcul de la vibration dans un moule indéfini de section carrée devient très compliqué. Cependant, on peut grossièrement dire que l'énergie vibratoire est comprise entre :

$$W = W_0 \frac{e^{-\alpha z}}{\pi(d-2z)}$$

$$W = W_0 \frac{e^{-\alpha z}}{4(d-2z)}$$

où  $z$  représente la longueur de la projection sur l'axe du segment de droite qui joint le centre au point considéré. La première formule suppose une forme cylindrique des surfaces de niveau énergétique et l'autre leur suppose une section carrée.

## J. — LE DIAGRAMME DE COMPACITÉ DYNAMIQUE

### EN FONCTION DE L'EAU

Le problème de la vibration du béton a été vu jusqu'ici dans un certain nombre de ses détails. Nous allons le reprendre maintenant sous un point de vue plus industriel.

Considérons un mélange agrégat et ciment dont la granulométrie a été étudiée pour donner une compacité optimum. Plaçons ce mélange dans un moule de forme déterminée, sur une table vibrante aux caractéristiques fixées et cherchons le moyen d'obtenir la plus grande compacité possible avec le minimum d'eau de gâchage. Ces conditions doivent nous conduire au maximum de résistance.

Portons, sur un diagramme (fig. 12), en abscisses la quantité d'eau rapportée au volume d'agréats et en ordonnées le volume de vides initial du béton rapporté également au volume des agrégats, y compris le volume des vides remplis d'eau. Nous obtenons une courbe ABCC'. Le volume des vides croît jusqu'à une certaine valeur B de l'eau et diminue ensuite. En C, tous les vides sont remplis d'eau et, au delà, le volume croît comme celui de l'eau.

Si nous portons en ordonnées le pourcentage d'eau, celui-ci est représenté par une droite à 45° : OCC'.

Traçons maintenant, d'après le dosage en ciment, une horizontale PP' dont l'ordonnée correspond à la quan-

tité d'eau nécessaire à l'hydratation. Mais celle-ci se produit avec diminution du volume absolu des composants et reporte la droite en HH'. Si le béton durcissait tel que, le pourcentage de vides serait partout mesuré après hydratation par la différence d'ordonnée entre HH' et la courbe ABCC' en faisant abstraction du retrait. Dans la bande de pourcentage le béton, à l'état initial, présente une résistance au tassement provoquée par les phénomènes de capillarité. Cette résistance est nulle en A, puisqu'il n'y a pas d'eau, et en C puisqu'il y a saturation. Elle est proportionnelle à la différence d'ordonnées entre AC et ABC. Mais en C le coefficient de frottement interne qui s'oppose au tassement est plus faible qu'en A puisque les points de liaison sont lubrifiés par la présence de l'eau. La droite AC représente donc la variation de la résistance au frottement sous l'influence du pourcentage d'eau.

Vibrons maintenant tous les bétons d'une manière identique pendant la même durée  $t$ . Nous obtenons une nouvelle courbe des vides A'B'C inférieure à la précédente. Au point Q correspond un point Q', et QQ' est la quantité d'air évacuée. En vibrant pendant un temps très long, nous obtenons une courbe A''B''C qui rencontre la droite OC en C''. En ce dernier point tous les vides sont remplis par l'eau et le volume d'air est nul. Le serrage ne peut être poursuivi, C'' va donc être le point de résistance maximum du béton vibré. Le volume des vides après



hydratation est  $C''H''$ , le plus faible de tous ceux que nous avons pu obtenir. Dans le cas d'une vibration de durée limitée, la résistance maximum a lieu au point I minimum de la courbe  $A'B'C$ . La vibration de courte durée ne peut conduire à un gain de résistance que si ce minimum existe, ceci n'est pas le cas, par exemple, de la courbe ABC où il est plus économique de rester en C sans utiliser la vibration pour une durée aussi réduite.

L'idéal serait que le point  $C''$  corresponde au point I, point de rencontre entre  $PP'$  et  $OC$ . Ceci signifierait que la quantité d'eau incluse dans le mélange correspond juste à l'eau d'hydratation. Un tel béton est malheureusement difficile à obtenir et devrait, pour assurer complètement cette hydratation, être conservé dans des conditions évitant l'évaporation.

Si l'on vibre les mélanges pendant un temps extrêmement long, avec des fréquences et des amplitudes assurant un serrage maximum, on trouve qu'il est impossible de dépasser une droite  $\alpha\gamma$  quelle que soit la proportion d'eau employée. Cette droite correspond au volume minimum de vides compatibles avec la granulométrie du béton. Le but final de l'étude granulométrique doit donc consister à trouver l'ordonnée  $O\alpha$  le plus faible possible. L'étude du système vibratoire sera la recherche du procédé permettant de s'en rapprocher le plus rapidement et le plus économiquement possible. Enfin la quantité d'eau minimum ne pouvant être inférieure à  $\alpha\gamma$ , seule la partie du diagramme située à droite de  $\gamma$  est intéressante.

Dans cette région, le coefficient de frottement interne s'opposant au serrage diminue quand la quantité d'eau augmente, tandis que le volume de

vide diminue. Il existe entre  $\gamma$  et C un point de vitesse de serrage maximum qui peut être trouvé expérimentalement.

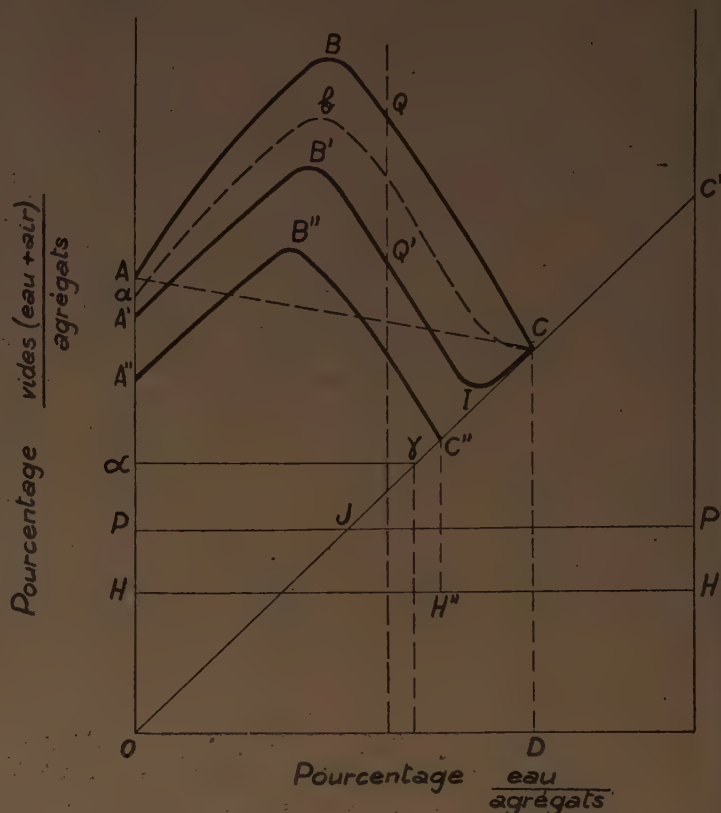


FIG. 12. — Diagramme de compacité dynamique.

## K. — RÉSUMÉ ET CONCLUSIONS

Cette étude théorique a été, pas à pas, suivie par des recherches expérimentales effectuées par mon excellent collaborateur et ami M. TOURNON. Les premiers résultats de ses travaux sont donnés dans la deuxième partie de ce mémoire. La poursuite de ces recherches mettra certainement à jour des faits nouveaux et conduira probablement à modifier quelques-uns des points de vue que nous venons d'exposer. Cependant, la théorie dans son état actuel sera peut-être capable de rendre quelques services. C'est pourquoi, comme point final, il paraît utile de résumer en quelques phrases les conclusions les plus importantes auxquelles nos raisonnements nous ont conduit.

La principale caractéristique d'un béton frais réside dans son coefficient de frottement interne  $K$ . Ce dernier peut être mesuré facilement et donne une idée plus précise de la « workability » que le « slump test » et l'essai à la table à secousses.

La fluidification du béton sous l'action de la vibration est due à une pression d'agitation  $\omega$  provoquée par le mouvement des grains dans les vides du mélange. Cette pression d'expansion s'oppose à la compression  $p$  due au poids propre et à la pression extérieure et tend à dilater le mélange. Elle peut être évaluée par l'essai de cisaillement.

Le coefficient de frottement interne apparent  $K'$  diminue sous l'influence de la pression d'agitation et croît au cours du serrage.

La pression d'agitation est proportionnelle au volume des vides et à l'amplitude de la vibration extérieure. C'est une fonction croissante de la fréquence dont la forme dépend de la granulométrie.

Le rapport entre l'énergie dissipée dans la vibration et l'énergie fournie :  $\frac{W_f}{W} = \Omega$  est l'amortissement. Il croît avec le pourcentage de vides du mélange, il augmente avec la fréquence.

L'énergie d'agitation génératrice de la pression est condensée dans une certaine partie de la granulométrie appelée **bande passante**. Les grosseurs limites de cette bande dépendent de la granulométrie.

Lorsque la bande passante est entièrement comprise dans le mortier entourant les gros agrégats, ceux-ci n'entrent pas en agitation et le rendement de la vibration est augmenté dans les parties restantes du mélange.

La vitesse de serrage du béton est proportionnelle à la pression et au volume des vides. Elle est également proportionnelle à une fonction exponentielle qui représente la fluidité, inverse de la viscosité instantanée.

$$\frac{d\varepsilon_g}{dt} = Q\varepsilon_g p e^{-\left(\frac{v}{w}\right)^2}.$$

La viscosité instantanée du béton est une fonction exponentielle de la pression, du coefficient de frottement interne et du volume des vides

$$\eta = J e^{\frac{S K p}{R(n) \cdot w}}$$

où  $p$  est la pression,  $S$  une constante,  $\varepsilon$  le volume des vides.

La viscosité instantanée du béton croît très rapidement

avec le serrage et tend vers une valeur très élevée. Cette valeur limite qui intervient dans la ségrégation peut être mesurée facilement.

La viscosité maximum est, avec le frottement interne, une caractéristique très importante du béton vibré.

La désaération du béton accompagne le serrage, et l'air inclus s'oppose à ce dernier. En vibration homogène le temps de désaération est proportionnel au rapport entre le carré du volume et le carré de la surface libre.

La propagation de l'énergie vibratoire depuis la source se fait avec un amortissement tel que :

$$\frac{1}{W} \text{ gradient } W = - \Omega$$

où  $\Omega = \frac{W_f}{W}$  est le coefficient d'amortissement.

L'énergie vibratoire diminue à partir de la source d'autant plus vite que :

La pression d'agitation est plus élevée.

La fréquence est plus élevée.

Le volume des vides est plus grand.



DISCUSSION

A LA SUITE D'UNE CONFÉRENCE FAITE LE 9 DÉCEMBRE 1947  
RÉSUMANT LE PRÉCÉDENT MÉMOIRE

M. L'HERMITE. — Si quelqu'un a des explications complémentaires à demander, je suis prêt à les donner.

M. VALETTE. — Je voudrais vous demander si vous avez trouvé des différences entre les vibrations verticales et horizontales ?

M. L'HERMITE. — Je n'ai pas fait d'essais là-dessus.

M. VALETTE. — Il doit cependant y avoir des différences, car j'ai observé, au cours d'essais que j'avais effectués, que les tassements par vibrations verticales étaient plus efficaces que ceux obtenus par vibrations horizontales.

M. L'HERMITE. — Je vous avoue que j'ai considéré que les vibrations avaient des effets hydrostatiques. Je n'ai pas eu l'occasion de faire des expériences dans le sens que vous indiquez, mais je crois qu'en effet elles seraient particulièrement intéressantes, mais il faut procéder par étapes et faire les choses les unes après les autres. Ce problème est évidemment très complexe et je ne peux pas vous donner une réponse définitive à ce sujet.

M. VALETTE. — En ce qui concerne la ségrégation, je trouve que cette opération n'avait peut-être pas une très grosse importance au point de vue pratique, mais il semble que le béton bien plein d'un mortier avait sensiblement la même résistance, malgré son hétérogénéité. Puis il y a la question de la surface près du coffrage où l'on a toujours du béton fin, ce qui, au point de vue de l'aspect, est une bonne chose.

M. L'HERMITE. — Vous venez de dire que la ségrégation ne présentait pas une grande importance. Il est possible que cela soit exact au point de vue de la résistance; mais, dans le béton, il n'y a pas que la résistance qui compte, il y a d'autres éléments dont il convient de tenir compte, par exemple le retrait et l'étanchéité. Si l'on ne tenait pas compte de ces facteurs, cela pourrait provoquer des tensions internes et des possibilités de fissuration et vous avouerez que cela n'est pas négligeable.

M. VALETTE. — Quand un béton est plein il est étanche de toutes façons. Je suis d'accord avec vous sur l'importance du retrait.

M. L'HERMITE. — Dans les expériences que j'ai faites il y a une dizaine d'années avec M. MARIANI, nous avons observé qu'au moment de la ségrégation, le béton, au lieu de continuer à se tasser, augmentait au contraire de volume. C'est donc que l'hétérogénéité provoquée par la ségrégation conduit bien à une diminution de la compacité.

M. VALETTE. — Au point de vue pratique, je trouve que l'intérêt des vibrations est surtout de mettre en place des bétons qui ne pourraient pas se mettre en place et être maintenus en place par d'autres moyens. Cela est intéressant surtout pour mettre en place des mélanges à granulométrie trop chargée avec de gros grains. On trouve parfois dans un chantier 1 000 l de gravillons par mètre cube de sable. On ne peut donc pas parler d'homogénéité pour ces bétons, car quand on les met en place sur le moule ils se renversent, c'est-à-dire que les grains fins tombent au fond; puis on voit le tout se remplir et la laitance apparaît en surface, ce qui est la caractéristique du plein. Il y a mise en place du béton, puis le serrage, mais il suffit d'amener l'opération jusqu'au remplissage.

M. L'HERMITE. — On peut admettre qu'au-delà d'une certaine limite le serrage, lorsqu'il se poursuit, n'est plus économique. Il oblige à dépenser une grande quantité d'énergie, pour une faible augmentation de qualité.

M. VALETTE. — Je signale que pour des poutres de béton précontraint de 4 cm d'épaisseur et de 20 m de large, on a eu recours à de petits vibrateurs d'un demi-cheval, le vibreur étant placé à l'extrémité. On voit les mises en place se produire dès la première vibration et, au bout de 20 mn, il y a encore de légers déplacements.

M. PROT. — L'inconvénient de la ségrégation est de produire des variations au point de vue de l'élasticité, qui conduit à des variations dans le volume, importantes avec le béton ségrégué.

M. L'HERMITE. — Je suis entièrement d'accord avec vous et cela vient s'ajouter aux différences de retrait et de déformations plastiques pour produire des tensions internes dangereuses et amener la fissuration prématurée.

## NOTES COMPLÉMENTAIRES

A la suite de la conférence, dont la discussion est donnée ci-avant, plusieurs questions m'ont été posées qui ont paru justifier des explications complémentaires sur certains points de détail, et quelques applications numériques.

### Les vides.

Les vides du béton, représentés dans la théorie précédente par la lettre  $\varepsilon$ , sont la différence entre le volume apparent et celui rempli effectivement par le ciment et les agrégats. Le mouvement d'application ne peut se produire que dans ces vides, puisque s'il n'y avait pas de vides il n'y aurait pas d'espace libre pour le mouvement et la vibration se transmettrait comme dans un solide élastique. Mais on est obligé d'appliquer à la vitesse de projection dans les vides un coefficient de pondération  $\alpha$  qui tient compte de l'énergie perdue par les frottements divers dus entre autres à la présence de l'eau. On doit tenir compte également du fait que lorsqu'une classe d'agrégats déterminée est en agitation, elle ne peut se mouvoir que dans une partie seulement des vides. C'est ce qui nous a amené

à remplacer  $\varepsilon$  par  $\varepsilon_a < \varepsilon$ ,  $\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon}$  étant d'autant plus faible que la classe d'agrégats en agitation possède une dimension plus élevée.

Dans l'étude du tassement nous avons supposé au contraire que la vitesse de serrage était, à un instant donné, proportionnelle au volume des vides, déduction faite de celui de l'eau. Cette différence  $\varepsilon_g$  représente le volume des grains capables de jouer un rôle actif dans le serrage, les autres ne déplaçant que de l'eau. En effet, lorsque  $\varepsilon_g$  s'annule, la vitesse de serrage devient nulle ou extrêmement faible, l'eau ne pouvant être que difficilement chassée vers l'extérieur.

### La pression d'agitation $\omega$ .

La pression  $\omega$  provoquée par le choc des grains en agitation vient s'opposer à la compression  $p$  due au poids propre et à la pression éventuellement appliquée par l'extérieur. Mais dans l'état de liquidité, qui est l'état normal du béton pendant la vibration, nous sommes dans un milieu hydrostatique et  $\omega$  ne peut être supérieur à  $p$ , si nous considérons la moyenne des pressions dans une section.

Or la valeur de  $\omega$  dépend de l'énergie fournie dans l'unité de volume considérée. C'est donc une partie seulement de cette énergie qui est utilisée pour provoquer la pression d'expansion  $\omega = p$  tandis que l'excédent du travail d'agitation n'apporte pas de réaction mécanique, mais un mouvement de convection et de rotation des grains de l'agrégat; mouvements qui se réduisent et deviennent d'autant moins importants qu'on se rapproche des limites de la zone de liquidité. Mais ceci ne change en rien la valeur de l'amortissement qui reste proportionnel au volume des vides. En d'autres termes, dans toute la zone de liquidité, les grains de l'agrégat peuvent subir

un mouvement d'ensemble, tandis qu'au delà, le squelette formé par les grains de dimensions supérieures à ceux de la bande passante, sont maintenus immobiles par la pression dominante  $p > \omega$ .

La vérification de ce principe a été faite en plaçant dans le béton, avant vibration, une capsule de caoutchouc remplie de liquide et en communication avec l'extérieur par un tube de verre vertical. Le niveau du liquide était observé dans le tube. Pendant la mise en place, on observait une montée de l'eau dans le tube qui représentait la différence entre la pression hydrostatique de l'eau et celle apportée par la poussée  $p_1$  de la matière terreuse que constitue le béton. Ce dernier était mis en vibration avec une énergie suffisante pour qu'il atteigne visiblement l'état de liquidité. On voyait alors l'eau monter dans le tube, ce qui mettait en évidence une augmentation de pression, qui, au bout de quelques instants, atteignait une valeur  $p_2$ . Un calcul simple permettait de voir que  $p_2$  correspondait exactement à la pression hydrostatique du mélange, à coefficient de frottement interne nul, compte tenu de sa densité. Il fallait donc que la pression d'agitation  $\omega$  ait atteint la valeur  $p_1$ , puis  $p_2$  pour que la liquidité soit assurée.

Après arrêt du vibreur, le niveau du liquide dans le tube ne baissait que très légèrement, la valeur de la pression restait à  $p_2$  en ne diminuant que très peu. Le béton avait subi un serrage, son coefficient de frottement interne avait augmenté; il avait acquis de la cohésion. En outre, le coefficient de butée d'un massif pulvérulent, est supérieur au coefficient de poussée. L'arrêt de la vibration produit une solidification, un figeage de la matière qui reste comprimée par le moule sous un système de contraintes, comprises, en chaque point, entre la valeur de la poussée statique et celle de la pression hydrostatique. Après vibration, le moule ou le coffrage subissent donc une poussée supérieure à ce qu'elle était à l'état initial. C'est ce que confirment les essais de TELLER (Public Roads, mars 1931).

### Le serrage et la viscosité.

Nous avons établi que la vitesse de serrage était une fonction :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -Q \frac{p\varepsilon_g}{\eta}$$

où  $\eta$  est le coefficient de viscosité :

$$\eta = J\varepsilon \left( \frac{v}{w_a} \right)^2$$

et  $Q$  une constante qui dépend de la forme du moule et de la distance du point considéré à la surface libre.



Si nous nous reportons à l'étude approfondie du frottement interne (p. 12), nous trouvons une relation entre  $\eta$ , la pression  $p$ , la pression d'expansion, et les coefficients de frottement statique  $K$  et pendant la vibration  $Kv$ .

$$K_v = K \left[ 1 - \frac{\sigma}{p} \left( 1 - \frac{J}{\eta} \right) \right]$$

soit :

$$\eta = \frac{JK\sigma}{K\sigma - p(K' - K)}$$

et la vitesse de serrage devient :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -Q_{\varepsilon\sigma} p \left( 1 - \frac{p}{\sigma} \cdot \frac{K - K'}{K} \right)$$

Si nous considérons que le béton est en état de liquidité parfaite, nous trouvons avec  $K' = 0$ ,

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -Q_{\varepsilon\sigma} p \left( 1 - \frac{p}{\sigma} \right)$$

et :

$$\eta = J \cdot \frac{\sigma}{\sigma - p}$$

Mais si l'on veut tenir compte de la cohésion qui prend naissance pendant le serrage, ces deux expressions deviennent :

Formule complète :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -Q_{\varepsilon\sigma} p \left( 1 - \frac{p + \Pi}{\sigma} \cdot \frac{K - K'}{K} \right)$$

Formule simplifiée dans l'état de liquidité :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -Q_{\varepsilon\sigma} p \left( 1 - \frac{p + \Pi}{\sigma} \right)$$

Nous avons fait la comparaison de ces deux formules en partant des données de la figure 57, pour laquelle on trouve  $\Pi = 0,15 \text{ kg/cm}^2$ , les coefficients  $K$  et  $K'$  étant donnés par les courbes 2 et V.

Nous remarquons d'abord que  $(p + \Pi)(K - K')$  représente la différence d'ordonnées entre les courbes (2) et (V) tandis que  $\sigma K$  est l'ordonnée de (2) pour la valeur de  $p = \sigma$  soit  $0,85 \text{ kg/cm}^2$ .

La comparaison est donnée par le tableau suivant :

	$p$ EN $\text{kg/cm}^2$	0	0,10	0,25	0,50	0,75	0,85	1	1,5
Formule complète	$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{Q_{\varepsilon\sigma}}$	0	0,075	0,15	0,185	0,125	0,115	0,06	0
	$\frac{\eta}{J}$	1,0	1,33	1,67	2,7	6	7,4	16,7	
Formule simplifiée	$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{Q_{\varepsilon\sigma}}$	0	0,075	0,15	0,175	0,075	0	0	0
	$\frac{\eta}{J}$	1,0	1,33	1,67	2,85	10			

On voit que la formule simplifiée donne des résultats comparables à ceux de la formule complète jusqu'à  $p = 0,6 \sigma$ ; au delà, les vitesses de serrage sont plus faibles et tendent vers zéro plus vite. La formule simplifiée est, malgré tout, une bonne approximation dans les cas courants où  $p$  est généralement bien plus faible que  $0,5 \text{ kg/cm}^2$  qui représente plus de  $2,50 \text{ m}$  de béton. Jusqu'à cette valeur, la vitesse de serrage augmente avec la pression.

Le coefficient de viscosité croît plus vite avec la pression, lorsqu'on emploie la formule simplifiée. Son augmentation pour les faibles pressions est assez lente. Une pression hydrostatique de  $50 \text{ cm}$  de béton fait croître  $\eta$  de  $33 \%$  seulement. Cette constatation justifie la mesure du coefficient de viscosité moyen dans un récipient de  $50 \text{ cm}$  de hauteur, ainsi que nous l'avons fait au cours de nos expériences. L'erreur sur les  $20 \text{ cm}$  de course imprimée à la bille ne doit pas être supérieure à  $6 \%$  par rapport à la moyenne.

### L'orientation de la vibration.

Ainsi que l'a remarqué M. VALETTE, nous n'avons pas tenu compte dans la théorie qui précède de l'orientation des sollicitations provoquées par le vibreur.

Des essais sont en cours de préparation qui nous permettront de rechercher comment varient la pression d'agitation  $\sigma$  et le frottement interne, lorsqu'on fait varier l'orientation du vibreur par rapport à ce plan. Un nouvel appareil est d'ailleurs en cours de construction pour mesurer le coefficient de frottement et la viscosité en œuvre. C'est une sonde orientable que l'on peut plonger dans le béton à différentes distances du vibreur pour déterminer les limites de la zone de liquidité, et le rayon d'action d'un vibreur.

Bien que toutes ces expériences ne soient pas encore réalisées, on peut chercher à prévoir approximativement, quel peut être le rôle de la direction de vibration sur l'état du béton vibré. Supposons que nous ayons une couche d'une épaisseur uniformément vibrée, et sans surcharge. Chaque élément de volume recevrait une énergie constante  $W$  par l'intermédiaire d'un vibreur situé sous le fond de la couche. Supposons en premier lieu que l'oscillation soit dirigée dans le sens perpendiculaire à la couche. Un point situé à une distance de la face supérieure est soumis à une pression  $p$  dans le sens de la pesanteur telle que  $p = hD$  où  $D$  est la densité moyenne.

On peut se demander si la pression d'agitation  $\sigma$  qui règne en ce point est uniformément répartie dans toutes les directions, et quels sont les coefficients de frottement le long des différents plans. Pour commencer, considérons un milieu en état de liquidité. Ce milieu répartit les pressions d'une manière hydrostatique, celles dues à la pesanteur aussi bien que celles dues à la vibration. Il en résulte une égalité de  $\sigma$  dans toutes les directions. Donc, pour  $p < \sigma$  il ne semble pas pouvoir exister de direction préférentielle de la vibration. Considérons maintenant un élément du milieu pris suffisamment en profondeur pour que  $p > \sigma$ . Nous avons affaire à un corps qui n'est pas dans l'état de liquidité, et auquel il faut attribuer un coefficient de POISSON. Prenons à titre d'exemple  $0,25$ . Si nous appelons  $\sigma_0$  la pression d'expansion dans la partie liquidifiée,  $\sigma_h$  celle qui agit dans la direction de la vibration et  $\sigma_v$  celle qui agit dans le sens transversal, nous trouvons :

$$\omega_h = \omega_0 \cdot \sqrt{2} \quad \text{et} \quad \omega_l = \omega_0 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$$

Il en résulte que pour  $p > \omega_0 \sqrt{2}$ , le milieu présente dans le plan normal à la direction de la vibration, un coefficient de frottement égal à :

$$K_{v1} = K \left( 1 - \frac{\omega_0 \sqrt{2}}{p} \right)$$

et dans les plans perpendiculaires :

$$K_{ve} = K \left( 1 - \frac{\omega_0 \sqrt{2}}{2p} \right)$$

Pour  $p$  compris entre  $\omega_0$  et  $\omega_0 \sqrt{2}$  la matière possède une résistance au cisaillement nulle dans un plan, et non nulle dans les autres. Dans cette zone de semi-liquidité, les agrégats peuvent se déplacer dans les directions où la résistance au cisaillement est nulle. Si cette direction est perpendiculaire à la pesanteur, il en résultera au maximum une stratification et une orientation préférentielle des grains. Par contre, si cette direction est parallèle à la pesanteur, il en résultera une ségrégation. Cette zone anisotrope possède l'état instantané, une dimension limitée, mais du fait de la propagation de la limite de liquidité pendant le serrage, elle arrive à parcourir une grande partie du volume et cet effet secondaire de semi-liquidité n'est pas négligeable.

C'est probablement la raison pour laquelle certains praticiens dont M. VALETTE, considèrent que la vibration transversale est moins intéressante, car elle se prête à la ségrégation qui contrarie le serrage.

### La vibration plane inférieure.

En vue de l'étude de la table vibrante, il s'agit ici de déterminer le comportement d'une couche uniforme, indéfinie et horizontale de béton soumise à l'action d'une vibration apportée normalement au plan inférieur, dit plan d'attaque. Soit donc,  $H$  l'épaisseur de cette couche,  $x_0$  la demi-amplitude de la vibration sur le plan d'attaque,  $\eta$  la fréquence et  $\Omega$  le coefficient d'amortissement du béton.

L'énergie vibratoire de la couche vibrée immédiatement en arrière du plan d'attaque est :

$$W_0 = 2\pi^2 D n^2 x_0^2$$

et l'énergie totale de vibration de la couche :

$$W_F = W_0 (1 - e^{-\Omega n})$$

Pour que l'état de liquidité soit atteint, il faut que la pression d'expansion théorique soit en chaque point d'altitude  $z$  par rapport au plan d'attaque supérieure à  $p = (H - z) D$ . Or  $W$  et  $\omega$  sont des fonctions de  $z$  :

$$W(z) = W_0 e^{-\Omega z} \\ \omega(z) = \omega_0 e^{-\frac{\Omega}{2} z}$$

La condition de liquidité est :

$$D(H - z) < \omega_0 e^{-\frac{\Omega}{2} z}$$

Pour que cette condition soit juste réalisée dans tout le volume (condition minimum), il est nécessaire que, sous le plan d'attaque :

$$\omega_0 = D H, \quad \frac{dp}{dz} = \frac{d\omega}{dz}$$

Ceci conduit à définir à une hauteur maximum de la couche dite hauteur critique :

$$H_0 = \frac{2}{\Omega}$$

Si  $H < H_0$  toute la couche entre en liquidité aussitôt que  $\omega_0 = H D$ . Si elle est plus grande ce sont pour  $\omega_0 = H D$  les parties supérieures de la couche qui entrent en liquidité, puis si  $\omega_0$  augmente, les parties inférieures et

enfin l'ensemble lorsque la courbe  $\omega = \omega_0 e^{-\frac{\Omega}{2} z}$  est entièrement extérieure à la droite  $p = (H - z) D$ .

La condition limite est réalisée lorsque la droite et la courbe sont tangentes. Ceci s'exprime par une relation entre l'amplitude  $x_0(H)$  du mouvement au plan d'attaque, et celle nécessaire pour assurer la liquidité de la hauteur critique  $H_0$ . La tangente a lieu à la hauteur  $H - z = \frac{2}{\Omega}$  et la relation s'écrit :

$$\frac{x_0(H)}{x_0(H_0)} = e^{\frac{H}{H_0} - 1} \quad \text{pour} \quad H > H_0$$

tandis qu'au-dessus de  $H_0$  on trouve :

$$\frac{x_0(H)}{x_0(H_0)} = \frac{H}{H_0} \quad \text{pour} \quad H < H_0$$

Les valeurs de ces rapports sont données par le tableau suivant sur lequel nous avons reporté également les énergies nécessaires à provoquer la liquidité en fonction de l'énergie à la hauteur critique  $H_0$ .

$\frac{H}{H_0}$	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3
$\frac{x_0(H)}{x_0(H_0)}$	0	0,5	1	1,6	2,71	4,5	7,38
$\frac{W_F(H)}{W_F(H_0)}$	0	0,17	1	3,15	9,35	26,5	69,5

Pour fixer les idées, précisons que pour un béton qui possède un coefficient d'amortissement  $\Omega = 0,15/\text{cm}$  soit  $15/\text{m}$ , nous trouvons  $H_0 = 0,133 \text{ m}$ .

On voit que la croissance de l'énergie absorbée est extrêmement rapide avec l'épaisseur au delà de la hauteur critique.



Examinons maintenant quelles vont être les vitesses de désaération en chaque point du volume. Nous utiliserons pour ceci la relation simplifiée établie précédemment (p. 20).

$$\frac{d\varepsilon_g}{dt} = \varepsilon' = -Q\varepsilon_g p \cdot \left(1 - \frac{p}{\omega}\right)$$

or  $Q$  est un facteur de désaération inversement proportionnel à la distance du point considéré à la surface libre.

$$Q = q \frac{1}{(H - z)^2} = q \cdot \frac{1}{p^2}$$

de sorte que :

$$\varepsilon'_g = -q\varepsilon_g \left(\frac{1}{p} - \frac{1}{\omega}\right).$$

Pour illustrer cet exemple, prenons le cas où la pression d'expansion  $\omega$  sur le plan d'attaque est égale à  $N$  fois la pression nécessaire pour y assurer juste la liquidité :

$$\omega_0 = N \cdot HD.$$

On peut calculer ainsi les vitesses de serrage relatives (pour  $\varepsilon_g$  constant dans tout le volume à l'instant initial) lorsque  $N$  varie, c'est-à-dire pour différentes valeurs relatives de l'amplitude sur le plan d'attaque ( $N$  est proportionnel en effet à  $x_0$ ). Les résultats sont donnés sur le tableau ci-après pour  $H = 0,20$  m.

HAUTEUR $z$ en mètres	$N = \frac{\omega_0}{HD}$				
	1	2	3	4	5
0	$\varepsilon' = 0$	$\varepsilon' = 2,5$	$\varepsilon' = 3,34$	$\varepsilon' = 3,75$	$\varepsilon' = 4$
0,05	0	2,85	4,1	4,7	5,1
0,10	0	4,75	6,5	7,4	7,9
0,15	4	12	14,8	16,1	17,0
0,20	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$

Ce tableau montre que la valeur  $N = \frac{\omega_0}{HD} = 1$  ne permet de serrer que les couches supérieures, le serrage de l'ensemble ne pouvant être assuré que pour :

$$\frac{\omega_0}{HD} = \frac{\Omega H}{2}$$

soit dans notre cas  $N > 1,5$ . Au delà, la désaération est d'autant plus rapide que l'on se rapproche de la surface libre.

Si nous appliquons à cette surface libre une surcharge  $p_0$  la vitesse de serrage est en chaque point :

$$\varepsilon'_g = -Q\varepsilon_g \left(\frac{1}{p + p_0} - \frac{1}{\omega}\right)$$

soit pour la totalité de la couche :

$$\varepsilon'_r = -\frac{q\varepsilon_g}{D} \left[ \log \frac{DH + p_0}{p_0} - \frac{2}{N\Omega H} \left( e^{\frac{N}{2}} - 1 \right) \right].$$

La vitesse de désaération de l'ensemble se compose donc d'une partie constante et d'une seconde partie, qui croît avec  $N$  donc avec  $\sqrt{W}$  :

$$\varepsilon'_r = -\left(\frac{A}{\sqrt{W}} - B\right).$$

Lorsque l'énergie totale de vibration  $W$  est multipliée par 4, la vitesse de désaération s'accroît de  $\frac{A}{2\sqrt{W}}$ .

Le rendement maximum a donc lieu pour la plus petite valeur de l'énergie extérieure compatible avec les conditions de liquidité.

### Dynamique de la table vibrante à mouvement vertical.

Nous nous sommes préoccupés jusqu'ici de la vibration du béton sur table, mais la dynamique de la table vibrante est un problème qui doit être traité dans son ensemble. Cette table se compose d'un bâti fixe de masse  $M_B$  fixé sur le sol, d'une partie mobile de masse  $M_T$  fixée sur le bâti, grâce à des ressorts d'élasticité globale  $b_T$ .

Sur la partie mobile est fixé un vibreur qui fournit un effort pulsatoire grâce à un mécanisme quelconque. Dans cette étude, nous supposons que l'effort pulsatoire est unidirectionnel et sinusoïdal. C'est le cas de deux disques à balourds tournant en sens inverse, où les balourds sont toujours en position symétrique par rapport à la normale au plan de la table. Il existe des dispositifs différents que nous laissons de côté pour l'instant : le disque simple tournant dans un plan parallèle à celui de la table et qui provoque un mouvement de rotation de chaque point de la table dans son plan; le disque simple tournant dans le plan vertical et qui provoque un mouvement elliptique de chaque point de la table dans un plan perpendiculaire à son plan. Ces dispositifs introduisent des mouvements de convection de l'ensemble qui viennent compliquer le processus du serrage en absorbant une énergie supplémentaire.

Le mouvement de la table vibrante à sollicitation normale est représenté par l'équation différentielle :

$$M \frac{d^2x}{dt^2} + a \frac{dx}{dt} + bx = F \sin \omega t$$

où  $F$  est la force centrifuge par exemple, apportée par les volants à masses excentrées.

La solution est :

$$x = x_0 \sin(\omega t + \varphi)$$

avec :

$$x_0 = \frac{F}{\sqrt{a^2\omega^2 + (b - M\omega^2)^2}} \quad \text{et} \quad \sin \varphi = x_0 \frac{a\omega}{F}.$$

Le travail fourni pendant l'unité de temps sous l'influence de la viscosité  $a$  est :

$$W = \frac{a\omega^2 x_0^2}{2} = 2\pi^2 x_0^2 a n^2.$$

Le coefficient  $a$  qui caractérise la viscosité vient d'une part de la table  $a_T$  et d'autre part du béton  $a_B$ .

Mais nous connaissons déjà la puissance absorbée par le béton, elle est dans le cas d'une couche indéfinie :

$$W_f = 2\pi^2 D n^2 x_0^2 (1 - e^{-\Omega n})$$

de sorte que :

$$a_b = D (1 - e^{-\Omega n}).$$

Il faut maintenant déterminer la masse en mouvement  $M$ ; elle est composée de la masse  $M_T$  de la partie mobile, et d'une partie de la masse du béton; ce dernier n'entrant pas tout entier en mouvement avec la même amplitude.

L'énergie cinétique totale du béton est :

$$W_B = 2\pi^2 n x_0^2 D \int_0^n e^{-\Omega x} dx.$$

Elle est équivalente à l'énergie cinétique d'une masse  $\mathcal{C}D$  de béton de hauteur  $\mathcal{C}$  que nous pouvons considérer sans amortissement :

$$W_B = 2\pi^2 n x_0^2 D \mathcal{C}$$

et la masse équivalente est :

$$M_B = D \mathcal{C} = D \frac{1 - e^{-\Omega n}}{\Omega}.$$

L'élasticité  $b$  se compose de celle des ressorts et de celle de la partie du béton qui se trouve comprimée et qui acquiert aussi une énergie potentielle. Celle-ci est égale à :

$$E_b x_0^2 \int_0^n e^{-\Omega x} dx.$$

Nous pouvons prendre un coefficient d'élasticité équivalent  $b_B$  pour la déformation  $x_0$  qui s'écrit :

$$b_B = E_b \frac{1 - e^{-\Omega n}}{\Omega} = \frac{M_B}{D} \cdot E_b.$$

Si nous appelons  $\omega_0$  la pulsation propre de la table :

$$\omega_0 = \frac{b}{M}$$

et l'amplitude est :

$$x_0 = \frac{F}{\sqrt{a^2 \omega^2 + M^2 (\omega^2 - \omega_0^2)^2}}$$

où :

$$a = a_T + a_B, \quad b = b_T + b_B \quad \text{et} \quad M = M_T + M_B.$$

Rappelons que la puissance absorbée en serrage et pour vaincre la viscosité propre de la table est :

$$W_T = \frac{a \omega^2 x_0^2}{2}$$

Tandis que l'énergie cinétique nécessaire au démarrage est :

$$W_D = \frac{x_0^2 b}{2}$$

à laquelle il faut ajouter l'énergie cinétique nécessaire au lancement du moteur lui-même. L'opération de démarrage nécessite souvent une puissance bien supérieure à celle utilisée dans l'opération de vibration du béton seul. Si la machine est lancée en charge, elle passe à la fréquence de résonance avant d'atteindre celle de régime. Sous cette fréquence propre, l'amplitude est plus élevée que sous l'amplitude de régime et la puissance absorbée est plus importante. En outre, une augmentation rapide des amplitudes conduit à un accroissement de puissance absorbée par le système vibrant qui peut dans certains cas « caler » le moteur incapable de passer le cap de la résonance.

A titre d'application, prenons les données suivantes pour une table vibrante :

$$\text{Masse de la table : } M_T = \frac{100}{9,81} = 10.$$

$$\text{Fréquence 50 p. p. s : } \omega^2 = 10^5.$$

$$\text{Force centrifuge sous cette fréquence : } F = 400 \text{ kg.}$$

$$\text{Élasticité totale des ressorts : } b_T = 0,33 \times 10^6 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Viscosité propre de la table : } a_T = 100.$$

Sa pulsation propre sous charge est :

$$\omega_{OT}^2 = \frac{0,33 \times 10^6}{10} = 0,33 \times 10^5$$

sa fréquence propre :  $n_{OT} = 29 \text{ p. p. s.}$

Elle est plus élevée que la fréquence propre de régime. La demi-amplitude du mouvement est :

$$x_{OT} = 0,6 \text{ mm}$$

et l'énergie absorbée :

$$W_{OT} = 1,8 \text{ kgm.}$$

Mais sous la fréquence propre, la demi-amplitude est de  $x_0 = 7,3 \text{ mm}$ , ce qui conduit à une énergie absorbée de  $87 \text{ kg/m}$  et à une réaction négative des ressorts sur le sol de  $2400 \text{ kg}$ . La table est soulevée du sol si elle n'y est pas spécialement fixée.

Plaçons sur cette table, une couche de béton de  $0,20 \text{ m}$  d'épaisseur, de densité  $1,8$  et de coefficient d'amortissement  $\Omega = 15$ . Soit  $E_b = 10^6$  le module d'élasticité de ce béton frais; son module apparent est :

$$b_B = 0,48 \times 10^6$$

et :

$$b = b_B + b_T = 0,81 \cdot 10^6.$$

La masse active est :

$$M_B = \frac{1800}{9,81} \cdot \frac{0,96}{15} = 12$$

et :

$$M = 12 + 10 = 22.$$



Le coefficient de viscosité du béton est :

$$a_b = \frac{1800}{9,81} \cdot 0,96 = 180$$

et :

$$a = 100 + 180 = 280.$$

La pulsation propre de la table chargée devient :

$$\omega_0^2 = \frac{0,81 \times 10^6}{22} = 0,37 \cdot 10^5$$

plus faible que la pulsation de régime.

La demi-amplitude du mouvement est :

$$x_0 = 0,29 \text{ mm.}$$

L'énergie absorbée sous la fréquence de régime :

$$W_F = 1,25 \text{ kgm.}$$

Mais sous la fréquence de pulsation  $\omega_0^2 = 0,58 \cdot 10^5$  pulsation propre de la table chargée, nous trouvons :

$$F = 400 \cdot 0,37 = 148 \text{ kg}$$

$$x_0 = \frac{148}{280 \times 190} = 2,80 \text{ mm.}$$

$$W_F = 63 \text{ kgm.}$$

Cette puissance importante à laquelle il faut ajouter celle absorbée par le démarrage du moteur est susceptible de « caler » un engin d'une puissance de 2 CV par exemple.

Imaginons maintenant un cas extrême, où nous aurions un poids de 300 kg de béton dans un moule et où celui-ci et les armatures qu'il contient seraient capables d'assurer une distribution quasi-uniforme de l'énergie, et que nous appliquions une force centrifuge  $F = 500 \text{ kg}$  :

$$M = 10 + 30 = 40$$

$$a = 30 + 15 + 100 = 550$$

$$b = 2,50 \times 10^6 + 0,5 \times 10^6 = 3,00 \times 10^6$$

$$w_0 = \frac{10^6 \times 3,00}{30} = 0,75 \times 10^5$$

$$x_0 = 0,50 \text{ mm.}$$

Cette amplitude a été sensiblement vérifiée d'après les données précédentes sur la table vibrante utilisée dans les expériences de viscosité relatées en deuxième partie.

Elle correspond à une énergie absorbée de :

$$W_f = 7 \text{ kgm.}$$

Mais sous la fréquence de résonance à  $n = 43 \text{ p.p.s}$  la demi-amplitude est, en supposant  $\Omega$  constant de  $x_0 = 3,3 \text{ mm}$  qui correspond à une puissance absorbée de 200 kg/m.

La réaction de traction sur le socle est de 250 kg, inférieure au poids propre de la partie vibrante.

La vibration sur table peut donc faire l'objet d'un calcul assez précis, mais où la seule incertitude provient des réactions du béton. En effet, le module de déformation de la table peut être mesuré directement, puis on peut la surcharger avec deux masses différentes solidement fixées au plateau et en tirer les valeurs de  $a$  et  $F$ , d'après les formules connues.

Connaissant la constante  $\Omega$  du béton généralement comprise entre 4 et 20, on en tire les valeurs extrêmes de la masse active  $M_B$  :

$$\frac{P}{g} \quad \text{et} \quad \frac{P}{g\Omega H} (1 - e^{-\Omega H})$$

où  $P$  est le poids de béton et  $g = 9,81 \text{ m.}$

Les coefficients de viscosité propres au béton sont :

$$a_B = \Omega M_B$$

et les modules de déformation élastique du béton, venant s'ajouter à celui de la table, sont :

$$b_B = E_b \cdot \frac{M_B g}{D}$$

Ceci donne deux conditions possibles de vibration, c'est-à-dire d'amplitude, d'énergie absorbée sous cette amplitude, de résonance, et d'énergie absorbée en résonance. C'est la plus défavorable de ces valeurs qui donnera les énergies maxima.

La vibration plane supérieure.

Lorsqu'une couche de béton supposée indéfinie est soumise à l'action d'une vibration apportée uniformément et normalement au plan supérieur, le problème est un peu différent de celui que nous venons d'étudier. Soient  $z$  les ordonnées comptées à partir du plan d'attaque supérieur, nous trouvons que la condition de liquidité devient :

$$b_0 + Dz < \omega_0 e^{-\frac{\Omega}{2} z}$$

où  $p_0$  est la pression appliquée sur le plan  $z = 0$ .

Elle ne peut être réalisée que jusqu'à une distance maximum telle que :

$$\log \frac{p_0 + Dz}{\omega_0} = -\frac{\Omega}{2} z.$$

Si  $H$  est l'épaisseur de la couche que l'on veut vibrer sur toute sa profondeur, la pression d'expansion théorique sur le plan d'attaque doit être :

$$\omega_0 = (p_0 + Dz) e^{\frac{\Omega}{2} H}.$$

Nous en déduisons que pour un béton homogène, la puissance dépensée doit croître avec l'épaisseur suivant la fonction :

$$W_F(H) = Q(p_0 + DH)^2 (e^{\Omega H} - 1)$$

en prenant  $p_0 = 100 \text{ kg/m}^2$ ,  $D = 1800$  et  $\Omega = 15$ .

$$W_r(H) = Q(100 + 1800H)^2 (e^{15\pi} - 1).$$

Lorsque l'épaisseur à vibrer passe de 0,10 à 0,20 m, l'énergie absorbée est multipliée par 15,5; lorsqu'elle passe de 0,10 à 0,30, elle est multipliée par 130.

Mais si le serrage intervient pour faire diminuer le coefficient d'amortissement, l'énergie qui a permis de faire entrer en liquidité les dix premiers centimètres au début permettra d'atteindre une profondeur de 0,30 m, lorsque  $\Omega$  aura atteint la valeur de 6,6. Le plan limite de liquidité s'éloigne donc progressivement de la surface d'attaque pendant que le serrage se poursuit. La limite extrême de la liquidité dépend du coefficient d'amortissement inférieur.

Si cette limite, après serrage pour  $\Omega = 5$  atteint 0,20, elle n'atteignait au début de la vibration, avec  $\Omega = 15$  que les sept premiers centimètres de l'épaisseur.

Si  $H_0$  est la distance limite d'action d'un vibreur ainsi défini, les vitesses de serrage sont en chaque point :

$$v = -Q\epsilon_s(p_0 + Dz) \left( 1 - \frac{p_0 + Dz}{p_0 + DH_0} \cdot e^{-\frac{\Omega}{2}(\pi - s)} \right).$$

Si le départ de l'air peut se faire par la face supérieure :

$$Q = \frac{q}{z}$$

#### La règle vibrante.

La règle vibrante est supposée ici infiniment longue, de largeur très faible, transmettant une énergie  $W$ , et placée sur un milieu semi-indéfini limité par un plan. Cette énergie  $W$  est rapportée à celle uniformément répartie, envisagée dans le chapitre précédent par un certain facteur de concentration qui signifie que l'énergie  $cW_1$  est égale à  $c$  fois l'énergie uniformément répartie par unité de longueur.

L'énergie rayonnante se propage suivant la loi :

$$W = \frac{cW_1}{\pi r} \cdot e^{-\Omega r}.$$

La couche vibrée supérieurement a une énergie qui se propage en profondeur suivant la loi :

$$W = W_1 e^{-\Omega z}.$$

De sorte que ces énergies sont égales aux points de coordonnées  $r, z$  que l'on peut tirer de l'équation :

$$\frac{c \cdot e^{-\Omega r}}{\pi r} = e^{-\Omega z}.$$

Si nous faisons correspondre à  $W$  la condition limite de liquidité :  $W = qDz^2$ , la surface limite est définie par l'équation :

$$q \cdot Dz^2 = \frac{cW_1}{\pi r} \cdot e^{-\Omega r}.$$

Pour la vibration uniforme, où  $H_0$  est la hauteur de béton liquidifié

$$qDH^2 = W_1 \cdot e^{-\Omega H}.$$

Le quotient de ces deux expressions donne :

$$\frac{z^2}{H^2} = \frac{c}{\pi r} \cdot e^{-\Omega(\pi - r)}$$

qui donne  $z$  en fonction de  $H$  pour chaque valeur de  $r$ .  
À la verticale de la règle  $r = z$ .

$$\frac{z^2}{H^2} = \frac{c}{\pi z} \cdot e^{-\Omega(\pi - z)}.$$

Pour avoir  $z = H$ , il faut un facteur de concentration  $c = \pi H$ . Si  $H$  est de 0,20 m il faut appliquer, pour serrer à la même profondeur, une énergie égale à 0,63 de celle que l'on aurait appliquée dans la vibration uniforme.

La vibration d'un massif de béton avec une règle placée successivement en tous les points de la surface produit donc à travail égal une vibration dont le rayon d'action est plus grand en profondeur que dans la vibration uniforme, lorsque l'on ne désire pas que ce rayon d'action dépasse 0,32 m.

Si au lieu d'avoir une couche indéfinie, celle-ci est d'épaisseur  $D$ , les vibrations sont réfléchies sur les limites et les énergies ont pour valeur :

$$W = \frac{cW_1}{2\pi} \sum \frac{e^{-\Omega r_n}}{r_n}$$

avec :

$$r_0^2 = x^2 + (2nH \pm z)^2 \quad n = 0, 1, 2...$$

$x$  étant l'abscisse du point considéré.

Cette série est très rapidement convergente et le calcul peut porter uniquement sur les deux premiers termes.

Pour les épaisseurs supérieures à 0,20 et pour  $\Omega > 5$  seul le premier terme est important et apporte une correction inférieure à 15 %.

#### La dame vibrante.

Nous la supposons de diamètre très faible et placée sur un milieu semi-indéfini, limité par un plan.

L'énergie rayonnante se propage suivant la loi :

$$W = \frac{cW_1}{2\eta r^2} \cdot e^{-\Omega r}.$$

Un calcul analogue à celui du paragraphe précédent nous donne comme profondeur limite de liquidité à la verticale de la dame :

$$\frac{z^2}{H^2} = \frac{c}{2\eta z^2} \cdot e^{-\Omega(\pi - z)}$$



pour avoir  $z = H$ , il faut un facteur de concentration  $c = 2\pi H^2$ .

Si  $H = 0,20$ , il faut appliquer, pour serrer à la même profondeur que dans la vibration uniforme, une énergie quatre fois plus petite.

La vibration d'un massif de béton avec une dame placée successivement en tous les points de la surface produit une vibration dont le rayon d'action est plus élevé en profondeur que dans la vibration uniforme, lorsque ce rayon d'action ne dépasse pas 0,40 m. Au delà, il est plus faible.

## DEUXIÈME PARTIE

# RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR LA MÉCANIQUE INTERNE ET SUR LA VIBRATION DU BÉTON FRAIS

PAR M. G. TOURNON

## INTRODUCTION

Chaque fois que l'ingénieur, disposant de certains matériaux de différentes qualités, se trouve devant le problème de la composition optima d'un béton destiné à la réalisation d'un ouvrage bien déterminé, ce béton devant y être mis en œuvre par certaines méthodes, il doit se soucier que ce dernier réponde à deux ordres de qualités : celles relatives au béton frais (maniabilité, plasticité...) et celles relatives au béton durci (résistances mécanique, physique, chimique).

Depuis longtemps on connaît les lois qui relient la résistance mécanique d'un béton et en particulier sa résistance à la compression aux caractéristiques de sa composition. La loi de FERET formulée à la fin du siècle dernier montre que la résistance à la compression d'un béton croît avec

le facteur  $\frac{C}{E + V}$  où :

C = poids du ciment;  
E = volume d'eau de gâchage;  
V = volume des vides.

Augmenter ces facteurs pour un dosage de ciment donné c'est diminuer la somme  $\frac{E + V}{C}$ , c'est-à-dire la quantité d'eau de gâchage et le volume de l'air restant inclus dans le béton une fois mis en place. On serait donc porté, d'une part à augmenter le plus possible le diamètre maximum des agrégats puisque, toutes choses égales d'ailleurs, la quantité d'eau de gâchage nécessaire diminue quand le diamètre des agrégats augmente, d'autre part, à étudier pour les agrégats une granulométrie telle que, avec le

minimum de parties fines on arrive (pour le dosage de ciment donné) à composer un béton compact. On voit aisément qu'en tenant compte seulement des qualités du béton durci on composerait des mélanges à gros éléments, très raides, tout à fait inaptes à être convenablement transportés et mis en œuvre dans les conditions normales de chantier.

En effet, le constructeur demande au béton frais deux qualités essentielles : d'une part, il faut qu'il ne soit pas trop ségrégable de manière qu'il puisse subir le transport sans danger de séparation entre ses différents constituants, d'autre part, il faut qu'il soit assez plastique pour pouvoir se mouler aisément dans les coffrages et enrober parfaitement les armatures. Or, aussi bien l'une que l'autre de ces qualités augmente avec la teneur en parties fines, la teneur en eau, et avec la diminution des dimensions maxima des agrégats.

Ces simples considérations permettent de constater que les deux conditions qu'un béton doit réaliser, pour posséder des qualités optima aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci, sont presque toujours en contradiction et que la solution du problème ne peut être atteinte que par un compromis.

Si l'on ne tenait pas compte des qualités du béton frais, une fois mis en place, il risquerait de ne pas être homogène à cause de la ségrégation subie pendant son transport, et de présenter des vides dus à une capacité de moulage insuffisante. Ces vides tendraient à diminuer sa résistance mécanique en augmentant la somme  $E + V$  d'une manière d'autant plus dangereuse que ce phénomène survient d'une façon désordonnée et inconnue.



Pour que ce compromis entre les qualités du béton durci et celles du béton frais conduise au résultat le plus avantageux, il est donc nécessaire de connaître avec la même rigueur scientifique les propriétés de ces deux états du matériau dans les conditions les plus différentes dans lesquelles il peut se trouver. Or, pour un béton ayant fait sa prise, les qualités qui intéressent le constructeur (résistance à la compression, à la traction, etc...) sont mesurables avec une facilité relative et exprimables en des dimensions physiques bien déterminées. Malheureusement, au contraire, les qualités d'un béton frais sont déterminées empiriquement, c'est-à-dire ne sont pas définies par les dimensions physiques fondamentales de masse, de longueur et de temps. Leur mesure, loin d'avoir une valeur absolue, reste liée étroitement à la méthode et à l'appareil de mesure employé. Un inconvénient encore plus grave s'y ajoute, c'est qu'on prend communément les mesures obtenues avec ces méthodes pour indice de certaines propriétés des bétons que ces méthodes sont bien loin de pouvoir mesurer.

Nous voudrions, dans les pages qui suivent, attirer l'attention des techniciens sur l'importance de ce problème, signaler l'insuffisance des essais communément employés dans l'évaluation des propriétés du béton frais et chercher, par l'étude de la mécanique interne des matériaux incohérents en différents états physiques, à obtenir des mesures plus sensibles et plus précises des qualités des bétons frais, pouvant s'exprimer par des quantités physiques bien déterminées.

Dans le but d'accroître la résistance mécanique des bétons on a pensé, depuis longtemps, à utiliser des méthodes de mise en place qui permettent d'obtenir des compacités plus élevées que celles qu'on peut atteindre par le simple piquage du béton dans les coffrages. Cette augmentation de compacité peut être atteinte en comprimant le béton, en le désaérant, en éliminant après sa mise en place une partie de l'eau de gâchage, et enfin en le vibrant.

De toutes ces méthodes, celle qui, en pratique, a donné les résultats les plus satisfaisants est sans doute la vibration. Cette méthode de mise en place s'est généralisée considérablement durant ces dernières années et on peut dire qu'actuellement il n'y a plus un travail en béton d'une certaine importance où la vibration ne soit pas utilisée. Il est donc nécessaire que notre connaissance des propriétés du béton frais soit complétée par l'étude de la mécanique interne de ce matériau en état de vibration et que les essais destinés à mesurer les qualités de mise en œuvre d'un béton tiennent compte de ce facteur nouveau qui est venu modifier considérablement la technique des constructions en béton.

Toutes les études poursuivies jusqu'ici sur la vibration des bétons se limitent en général à constater l'influence de la vibration sur les propriétés mécaniques du béton durci.

L'étude du phénomène de vibration en lui-même a été entreprise pour la première fois d'une façon générale par M. L'HERMITE, et la théorie qu'il a développée à ce sujet conduit à des conclusions du plus grand intérêt. Pendant mon séjour aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, M. L'HERMITE a bien voulu me confier l'étude expérimentale destinée à accompagner cette théorie de la vibration.

Le lecteur trouvera dans les chapitres suivants la description et les résultats de ces recherches.

J'ai consacré le dernier chapitre de ce travail à l'étude de la ségrégation du béton.

La gravité des inconvénients et les déboires causés par la ségrégation du béton ont depuis longtemps attiré l'attention des techniciens. Il m'a semblé que dans une étude des propriétés du béton frais, ce phénomène aussi devait entrer en considération. Dans le dernier chapitre, plus que des résultats et des normes pratiques, le lecteur trouvera des idées directrices sur lesquelles des études expérimentales ultérieures et plus complètes pourraient se baser.

## A. — DÉFINITIONS DES PROPRIÉTÉS DES BÉTONS FRAIS

A part la méthode et les appareils spécifiquement employés pour la mesure des propriétés des bétons frais, ces propriétés sont définies communément au moyen d'un ensemble d'expressions qui parlent directement à nos sens telles que maniabilité, plasticité, fluidité, etc., mais auxquelles chaque individu, ne pouvant pas s'appuyer sur une expression dimensionnelle bien déterminée, est souvent conduit à attribuer des significations plus ou moins différentes au préjudice de la compréhension réciproque. A cela, vient s'ajouter l'inconvénient que ces termes ne sont pas toujours traduisibles en des langues différentes par des mots exactement correspondants. Ce fait vient encore augmenter la confusion.

Puisque nous aurons l'occasion d'utiliser souvent ces expressions, il est opportun, avant d'entrer dans le vif du sujet, que nous nous mettions d'accord sur la signification

physique de ces termes en cherchant à les définir aussi exactement que possible.

L'expression employée le plus communément pour définir cet ensemble de qualités auxquelles doit répondre un béton frais est celle de *maniabilité*. A ce mot, on peut faire correspondre en anglais le mot *workability*, en italien le mot *lavorabilità*, en allemand le mot *Arbeitsfähigkeit*. D'une manière générale, on peut dire qu'un béton est maniable quand il possède les qualités qui lui permettent d'être transporté et mis en place convenablement, sans danger de ségrégation et avec une facilité relative. Je crois, par contre, que la définition la plus exacte donnée à cette qualité du béton est encore celle de M. T. C. POWERS qui considère la maniabilité comme « le résultat combiné de ces qualités du béton frais qui déterminent la quantité de travail interne nécessaire pour sa mise en place et son

serrage, et qui déterminent en même temps sa résistance à la ségrégation ». Ainsi définie, la maniabilité d'un béton est un ensemble de qualités plutôt qu'une qualité, et il serait difficile d'imaginer un appareil qui puisse la déterminer directement. En effet, cet appareil n'existe pas jusqu'ici et c'est seulement une longue pratique qui permet au constructeur d'arriver à une évaluation de la maniabilité d'un béton.

On voit tout d'abord que dans l'expression générale « maniabilité d'un béton » on peut distinguer deux types différents de maniabilité : la maniabilité de transport, et la maniabilité de mise en œuvre.

La maniabilité de transport d'un béton, déterminée surtout par sa résistance à la ségrégation, comprend toutes les qualités qu'un béton doit posséder pour être transporté sans inconvénients.

La maniabilité de mise en œuvre est aussi connue sous le nom mieux approprié de *plasticité*. Celle-ci, même sous des aspects divers et en des conditions physiques et mécaniques différentes, est une propriété commune à tous les matériaux et, dans sa signification générale, on la définit comme étant la propriété grâce à laquelle un corps se déforme sous l'action de forces extérieures d'une manière continue et sans rupture et il conserve intégralement les déformations subies quand l'action de ces forces vient à cesser. Voyons, maintenant, dans le cas spécial qui nous intéresse, comment cette définition peut pratiquement se modifier et se délimiter.

Les déformations que nous exigeons d'un béton sont celles qui de l'état chaotique dans lequel il se trouve au moment du déversement dans les coffrages le conduit à remplir d'une manière la plus complète possible tous les volumes libres, à enrober le plus parfaitement possible les armatures éventuellement présentes et, enfin, à acquérir la compacité maximum. Nous appellerons plastique un béton qui possède en un degré élevé ces possibilités de déformation. Nous examinerons par la suite la possibilité d'arriver à une mesure directe de la maniabilité de mise en œuvre ou plasticité d'un béton ainsi que les tentatives déjà faites à ce propos.

Une autre qualité du béton, moins générale que la maniabilité, mais non moins difficile à définir, est la *fluidité*. Au début, on entendait d'une manière assez vague par fluidité, la propriété plus ou moins marquée de se déformer et de couler concernant les bétons.

Pour la mesure de cette propriété, deux méthodes ont été établies : l'essai au cône d'ABRAMS et l'essai à la table à secousses. Ensuite, on a trouvé commode et on a pris l'habitude de considérer les mesures obtenues par ces deux méthodes comme des indices de la maniabilité de mise en œuvre du béton.

En considérant les choses de plus près, on s'est aperçu tout de même que ces essais étaient loin de pouvoir permettre une évaluation de la plasticité du béton. En particulier, M. FAURY a mis en évidence qu'en variant convenablement les quantités d'eau de gâchage on peut obtenir des bétons, caractérisés par des facteurs <sup>sable</sup> <sub>gravillon</sub> très différents, ayant les mêmes mesures aux essais au cône d'ABRAMS et à la table à secousses, bien que la maniabilité de mise en œuvre d'un béton riche en sable, soit, évidemment, plus élevée que celle d'un béton pauvre en éléments fins.

On serait amené à penser que les mesures obtenues aux essais d'ABRAMS et de la table à secousses peuvent constituer un indice de la maniabilité d'un béton en fonction de la variation d'un seul de ses constituants, la quantité d'eau en particulier. Nous reviendrons plus tard sur ce sujet, et nous verrons que même cette dernière remarque doit être considérée avec des précautions spéciales.

Dans cet état de choses, je pense qu'actuellement la manière la plus exacte de définir la fluidité d'un béton est d'appeler ainsi sa faculté de se déformer, découlant précisément des essais au cône d'ABRAMS et à la table à secousses.

Une autre expression souvent employée pour exprimer certaines qualités assez mal définies d'un béton frais est le terme *consistance*. Il serait opportun, pour ne pas compliquer inutilement cette terminologie, de définir simplement cette qualité comme étant l'inverse de la fluidité.

Nous avons vu que, dans les propriétés que doit posséder un béton pour être maniable, il faut aussi considérer la possibilité de le transporter et de le manipuler sans danger de ségrégation. Il peut se présenter le cas de considérer séparément ce danger de ségrégation.

Nous définirons la *ségrégabilité* comme étant la tendance plus ou moins marquée de tous les bétons à devenir hétérogènes par déplacement de certaines catégories de leurs composants.

## B. — MÉTHODES ET APPAREILS DE MESURE DES PROPRIÉTÉS DU BÉTON FRAIS

1° Le slump-test et le flow-test. Leur sensibilité dans la mesure de la variation de la quantité d'eau de gâchage.

Il n'existe guère que deux essais dans presque tous les pays pour évaluer les propriétés du béton frais, l'essai au cône d'ABRAMS et l'essai à la table à secousses, connus aussi selon la terminologie américaine, respectivement sous

le nom de *Slump-test* et *Flow-test*. Nous avons déjà dit que ces deux méthodes ne permettent pas de comparer la maniabilité de bétons de différentes compositions granulométriques et que, tout au plus, elles peuvent donner une idée de la variation de la maniabilité d'un béton en fonction de la variation d'un de ses constituants seulement : de la quantité d'eau en particulier.

Quand on dit à un constructeur que pour un travail



donné il est nécessaire d'employer un béton ayant un certain indice de fluidité au flow-test ou au slump-test, dans la pratique, en préparant son mélange il augmentera petit à petit la quantité d'eau jusqu'à obtenir l'indice voulu. En effet, l'usage le plus correct que l'on puisse faire du slump-test et du flow-test est certainement celui de les considérer comme un indice de la maniabilité plus ou moins grande d'un béton dérivant de la plus ou moins grande quantité d'eau de gâchage. Malheureusement, bien que réservés à un emploi limité comme celui que nous venons de citer, ces essais présentent des insuffisances et des inconvénients que nous nous proposons d'examiner ici.

Sur un béton de granulométrie FAURY composé d'agré-gats roulés dont le diamètre maximum était de 2,5 cm et dosé à 300 kg de ciment au mètre cube <sup>(1)</sup>, nous avons exécuté un nombre considérable d'essais au cône d'ABRAMS et à la table à secousses. Tous ces essais ont été exécutés par le même opérateur suivant rigoureusement les prescriptions édictées par l'*American Society for Testing Materials* dans ses *Standard methods* dont nous aurons l'occasion de parler par la suite.

Dans ces essais la seule variable était la quantité d'eau de gâchage. Pour avoir un tableau complet du phénomène, nous avons étendu la recherche à des valeurs de la quantité d'eau de gâchage comprises entre 0 et 30 %; c'est-à-dire que nous sommes partis du mélange sec de gravier, sable et ciment et nous avons augmenté graduellement la quantité d'eau de gâchage jusqu'à ce que le béton commence à se ségréger dans la bétonnière. On peut observer l'allure du phénomène dans les diagrammes des figures 3 et 4. Dans ces diagrammes, nous avons porté en abscisses les quantités d'eau de gâchage employées et en ordonnées les indices des flow-test et des slump-test correspondants. Ces indices sont exprimés comme d'habitude, par la mesure en centimètre de la diminution de hauteur moyenne du cône pour le slump-test (fig. 1) et par la valeur du rapport entre le diamètre moyen (D) du pâté de béton après secouage et le diamètre initial (D') de la grande base du tronc de cône dans le cas de flow-test (fig. 2).

Les quantités d'eau employées sont exprimées en % du volume total du béton et aussi sous la forme du rapport  $\frac{\text{poids eau}}{\text{poids ciment}} = \frac{E}{C}$ . Pour des valeurs différentes du rapport  $\frac{E}{C}$  comprises dans les limites pratiquement utilisables, des cubes ont été moulés au nombre de six, pour chaque valeur de la quantité d'eau considérée. Dans trois de ces cubes, le béton était mis en place par un piquage soigné, tandis que dans les trois autres il était mis en place par vibration sur une table vibrante. Ces cubes essayés à la compression à 28 j nous ont permis de tracer sur les figures 3 et 4 les diagrammes R<sub>1</sub> et R<sub>2</sub> de la résistance à la compression.

<sup>(1)</sup> La composition granulométrique de ce béton est donné au paragraphe F-1.

en fonction du rapport  $\frac{E}{C}$  pour ces deux moyens de mise en place.

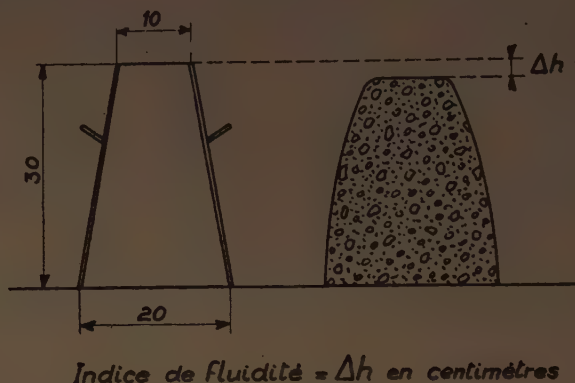


FIG. 1. — Slump-test.

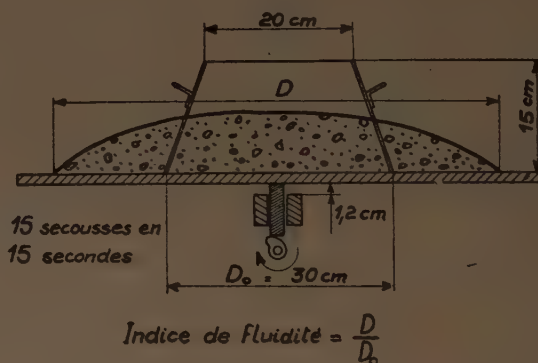


FIG. 2. — Flow-test.

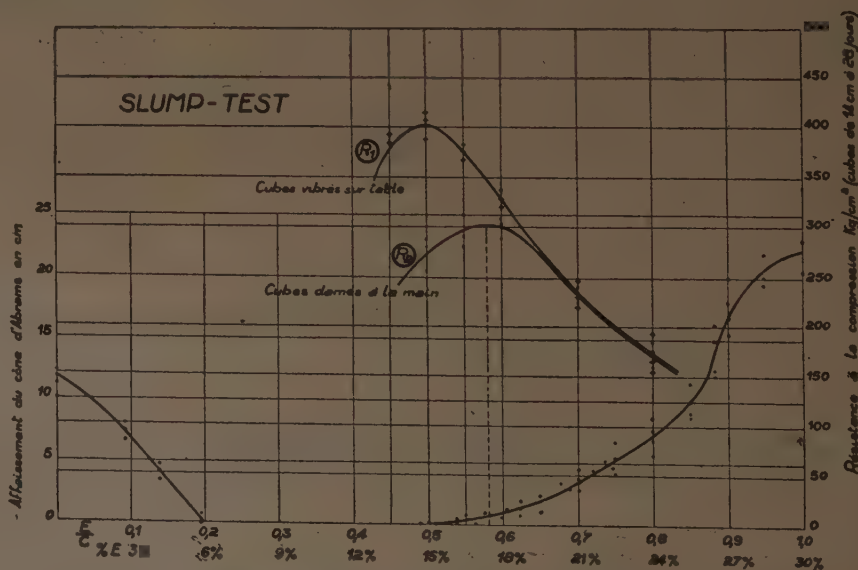


FIG. 3. — Fluidité (Slump-test) en fonction de la quantité d'eau de gâchage. Résistance à la compression à 28 j en fonction de la quantité d'eau de gâchage.

Pour des valeurs très faibles de la quantité d'eau ( $\frac{E}{C}$  compris entre 0 et 0,2) le cône d'ABRAMS s'écroule partiellement après démoulage par défaut de cohésion du mélange. La réduction de hauteur qui résulte de cet écroulement (fig. 3) diminue rapidement avec l'augmentation de la quantité d'eau de gâchage et, dans ce cas, devient nulle pour un rapport  $\frac{E}{C} = 0,2$ . A partir de la valeur 0,2 du

rapport  $\frac{E}{C}$  et jusqu'à une valeur de 0,51 on obtient, après démoulage, des troncs de cône parfaits et n'ayant subi aucun affaissement. A partir de cette valeur, on commence à noter un affaissement au démoulage. Cet affaissement augmente lentement d'abord (le diagramme part tangentielllement à l'axe des abscisses), puis petit à petit plus rapidement. Cette période du phénomène est caractérisée par une déformation visqueuse des couches inférieures du cône sous l'action du poids des couches supérieures. Pour des augmentations ultérieures de la valeur  $\frac{E}{C}$ , la valeur de la cohésion com-

mence à diminuer à nouveau, si bien qu'à un certain point à la déformation visqueuse s'ajoute une déformation due à l'écroulement des parties supérieures du tronc de cône. La diminution de hauteur totale qui en résulte est alors plus grande que celle trouvée pour les mélanges secs, d'autant plus que l'angle de frottement interne de ces mélanges plutôt fluides est plus petit que l'angle de frottement interne des mélanges secs. La manifestation de ce phénomène d'écroulement correspond au trait du diagramme ayant la pente maximum (flexion correspondant à des valeurs du rapport  $\frac{E}{C}$  comprises entre 0,85 et 0,9). Après cette inflexion le diagramme continue à monter de plus en plus lentement jusqu'à ce que la quantité d'eau atteigne la valeur du 30 % correspondant, pour notre béton, au commencement de la ségrégation.

Pour des valeurs faibles du rapport  $\frac{E}{C}$  dans le cas du flow-test (fig. 4), en démoulant le tronc de cône et spécialement sous l'action des secousses, on observe aussi un écroulement des parties supérieures de l'échantillon. Dans le cas du mélange sec ( $\frac{E}{C} = 0$ ) on constate une augmentation du diamètre de base de 30 à 55 cm; en augmentant la quantité d'eau de gâchage, la cohésion du matériau augmente et l'écroulement diminue. Le diamètre moyen de la base du tronc de cône déformé par suite de l'essai dynamique diminue lentement dans un premier temps (jusqu'à une valeur de  $\frac{E}{C} = 0,4$ ) puis plus rapidement.

Pour toutes ces valeurs de  $\frac{E}{C}$  le tronc de cône se transforme sous l'essai dynamique en un amas plus ou moins cohérent

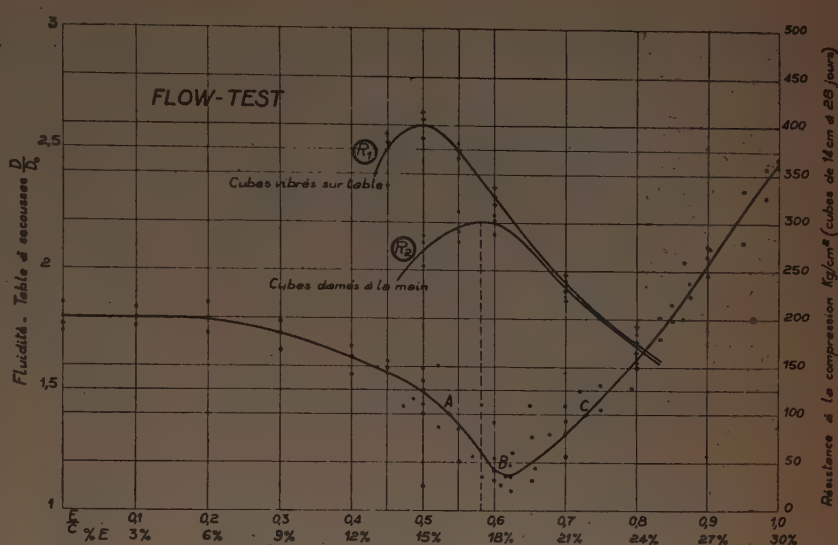


FIG. 4. — Fluidité (Flow-test) en fonction de la quantité d'eau de gâchage. Résistance à la compression à 28 j en fonction de la quantité d'eau de gâchage.

qui présente le profil caractéristique des éboulements de terre (fig. 5).

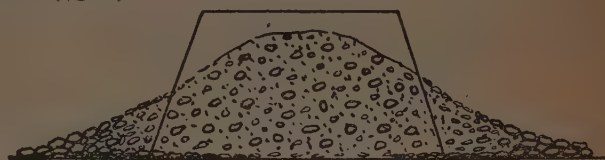


FIG. 5. — Profil caractéristique d'un pâte de béton plutôt sec ( $\frac{E}{C} = 0,55$ ) après le traitement dynamique.

Les forces d'inertie agissant sur chaque particule sont proportionnelles à leur volume tandis que les forces de cohésion qui s'opposent à la ségrégation sont proportionnelles à leur surface. Ainsi les plus gros agrégats sont séparés plus facilement de la masse et, en roulant le long des parois, viennent constituer une auréole tout autour de l'échantillon, en augmentant d'une manière considérable le diamètre de base.

Pour des valeurs du rapport  $\frac{E}{C}$  d'environ 0,5, à l'écroulement vient petit à petit s'ajouter la déformation visqueuse des couches inférieures sous l'action du poids statique et dynamique des couches supérieures. Cependant, pour une certaine augmentation de la quantité d'eau, l'augmentation de déformation due à ce glissement visqueux est tout d'abord très petite en valeur absolue, par rapport à la diminution de la déformation, due au fait que le mélange acquiert une plus grande cohésion, donc une plus grande résistance à l'écroulement. Le diagramme continue donc à descendre jusqu'à une valeur de  $\frac{E}{C}$  de 0,62; pour cette valeur, il présente un minimum assez bien défini. Ce point du diagramme correspond exactement à la quantité d'eau minima pour laquelle on n'a plus d'écroulement des couches supérieures du tronc de cône sous l'action



des secousses. A partir de ce moment, la déformation n'est plus causée que par un glissement visqueux (fig. 6).

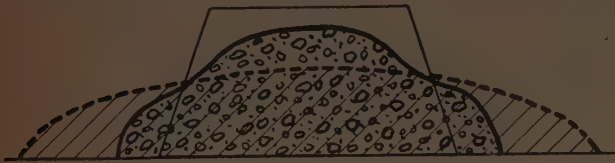


FIG. 6. — Profils caractéristiques d'un pâte de béton plus ou moins plastique ( $\frac{E}{C} = 0,62$ ) après le traitement dynamique.

Il n'est pas difficile maintenant de se rendre compte des inconvénients présentés dans l'évaluation de la fluidité par ces deux méthodes d'essai.

Pour toutes les valeurs  $\frac{E}{C}$  que nous venons d'examiner, la zone qui présente le plus grand intérêt pratique est celle qui correspond aux valeurs maxima de la résistance à la compression. Comme on peut le constater en examinant les diagrammes  $R_1$  et  $R_2$ , la valeur du rapport  $\frac{E}{C}$  pour laquelle on obtient la résistance maximum varie considérablement selon que le béton est mis en place par vibration ( $\frac{E}{C} = 0,50$ ) ou bien par piquage ( $\frac{E}{C} = 0,58$ ). On voit aussi qu'à gauche du maximum les courbes de résistance (celles relatives à la mise en place par vibration surtout) décroissent rapidement pour des pourcentages d'eau de gâchage plus bas. Il est donc prudent en pratique d'opérer avec des rapports  $\frac{E}{C}$  un peu plus grands que ceux pour lesquels on obtient ce maximum de résistance. Tout compte fait, les valeurs les plus favorables de  $\frac{E}{C}$  restent comprises entre 0,52 et 0,62.

On constate facilement que pour ces valeurs du rapport  $\frac{E}{C}$  le slump-test donne une sensibilité de mesure insuffisante si l'on considère que dans la pratique courante on ne peut pas prétendre mesurer les affaissements du cône à moins de 0,5 cm près et qu'à une variation de la valeur de  $\frac{E}{C}$  de l'ordre de 10 % (entre  $\frac{E}{C} = 0,5$  et  $\frac{E}{C} = 0,6$ ) correspond une variation d'affaissement de 1 cm seulement. Ce n'est que pour des valeurs de  $\frac{E}{C}$  supérieures à 0,6 que le slump-test permet de mesurer avec une sensibilité suffisante les variations de fluidité en fonction de la variation de la quantité d'eau de gâchage.

L'examen du diagramme relatif au flow-test pour des valeurs  $\frac{E}{C}$  donnant la résistance maxima, conduit à des conclusions encore plus défavorables. Il ne s'agit pas ici seulement d'un défaut de sensibilité mais du fait qu'on peut être porté à attribuer des fluidités plus grandes à des bétons qui sont au contraire moins riches en eau (points du diagramme tels que A et B), ou bien à attribuer des

valeurs de fluidité égales à des bétons ayant des pourcentages d'eau très différents (points tels que A et C). Ce n'est qu'après avoir dépassé le minimum, c'est-à-dire pour des valeurs de  $\frac{E}{C} > 0,62$ , que le flow-test peut être considéré comme un moyen de mesures suffisamment sensible et fidèle de la fluidité du béton.

Évidemment, toutes les valeurs numériques que nous venons de donner se rapportant à la quantité d'eau de gâchage et aux indices de fluidité correspondants sont liées; au type de béton employé et n'ont aucune valeur générale il est cependant certain que, qualitativement, ces mêmes phénomènes se reproduisent dans leurs caractéristiques essentielles pour tous les types de béton communément employés. L'insuffisance des résultats de ces essais découle d'une manière intrinsèque de la nature même du béton frais. On ne peut pas espérer en des améliorations substantielles de méthodes de mesure basées sur le principe de flow-test et du slump-test.

Dans ces essais, le béton montre clairement qu'il participe d'une manière plus ou moins complète aux propriétés mécaniques de deux formes différentes de la matière : aux propriétés des matériaux incohérents à frottement interne et aux propriétés de matériaux à déformation plastique visqueuse pure. On peut dire *grosso modo* qu'un béton très sec (dans notre cas, pour un rapport  $\frac{E}{C}$  compris entre 0,5 et 0,6) se comporte plutôt comme un matériau incohérent à frottement interne tandis qu'un béton plus riche en eau ( $\frac{E}{C} > 0,6$ ) se comporte plutôt comme un corps à déformation plastique-visqueuse. C'est justement le passage du premier type de béton — à frottement interne prépondérant — au deuxième type — à comportement visqueux prépondérant — qui détermine, dans le diagramme relatif au flow-test, cette variation brusque caractérisée par le minimum.

On serait donc porté à employer différentes méthodes de mesure de la fluidité suivant les différents états qui caractérisent le béton à essayer (état à frottement interne, état visqueux). Cependant, en agissant ainsi, on ne pourrait pas comparer différents types de bétons.

On peut imaginer de réduire, par des moyens extérieurs, ces différents états en un état unique et d'exécuter ensuite sur ce matériau ainsi modifié toutes les mesures qui nous intéressent. S'il n'est pas possible de réduire un béton à comportement visqueux en un béton à frottement interne prépondérant, il est facile au contraire de transformer un béton à frottement interne prépondérant en un béton visqueux. Nous avons à notre disposition dans ce but, un moyen sûr et commode : la vibration.

Nous reviendrons par la suite sur cette proposition et nous verrons qu'elle peut conduire à des résultats pratiques intéressants.

## 2° Précisions du slump-test et du flow-test.

Nous avons constaté que pour des bétons plutôt secs (dans nos essais, pour des valeurs de  $\frac{E}{C} < 0,62$ ) la sensibilité donnée par le slump-test et le flow-test dans la

mesure de la fluidité est insuffisante. Voyons maintenant quelle est la précision de mesure qu'on peut obtenir avec ces méthodes d'essai.

Là aussi on arrive à des conclusions assez défavorables.

Comme nous l'avons dit, dans tous les essais que nous avons exécutés, l'opérateur était toujours le même et procédait d'une manière rigoureusement constante. Cependant, on peut constater que la valeur relative de la dispersion des résultats est encore considérable surtout pour des bétons plutôt secs. Si l'on varie même de peu la manière de procéder dans l'essai et, en particulier, si l'on varie la manière de mettre en place le béton dans le moule, cette dispersion augmente encore d'une manière considérable et peut devenir, pour des bétons relativement secs, jusqu'à deux ou trois fois plus grande que celle déjà trouvée.

Il vaut donc la peine de s'arrêter un moment sur ce sujet dans le but de se mettre d'accord sur une manière unique d'opérer qui rende tout au moins comparables les résultats obtenus dans les différents laboratoires et chantiers.

Ces deux méthodes de mesure nous viennent des États-Unis. La *Method of Slump-test for consistency of Portland Cement Concrete* a été publiée pour la première fois sous la forme de *Tentative Method* en 1922 par l'*American Society for Testing Materials*; revue dans les années 1925, 1926, 1932, a été adoptée comme *Standard Method* en 1939. La *Method of test for Flow of Portland Cement concrete by use of the flow table* publiée comme *Tentative Method* de 1936 à 1938 a été elle aussi adoptée comme *Standard Method of Test*, en 1939.

Ces deux méthodes s'attardent à juste raison à décrire dans les moindres particularités les instruments à employer et la façon de procéder dans les essais. En particulier en ce qui concerne la mise en place du béton dans les moules, elles établissent pour le slump-test que le moule doit être rempli en trois couches d'un tiers du volume du moule chacune. Chaque nouvel apport de béton doit être uniformément distribué sur toute la section et chaque couche doit être damée avec vingt-cinq coups d'une tige de 5/8 de pouce de diamètre et de 24 pouces de longueur. Les coups doivent être distribués d'une manière uniforme sur toute la section et doivent pénétrer dans les couches sous-jacentes. Une fois que la couche supérieure du béton est damée, la surface de celui-ci doit être aplanie à la truelle de façon que le moule soit exactement rempli. Le moule doit être immédiatement enlevé en le soulevant avec soin.

Pour la façon de procéder dans l'essai de la table à secousses, les normes américaines prescrivent le remplissage du moule en deux couches occupant chacune à peu près la moitié du volume du moule. Chaque couche doit être damée avec vingt-cinq coups d'une tige semblable à celle décrite pour le slump-test. Ici, également, les coups doivent être distribués d'une manière uniforme sur toute la section et, après le damage de la couche supérieure, la surface du béton doit être lissée à la truelle de manière que le moule soit exactement rempli. Le moule doit alors être enlevé et la table doit être soulevée et laissée tomber d'une hauteur de 1/2 pouce quinze fois en 15 s. Le diamètre du pâtre de béton déformé doit être la moyenne de six mesures distribuées uniformément et évaluées au 1/4 de pouce. En outre, la norme prescrit qu'avant chaque essai la table doit être soigneusement nettoyée et humidifiée.

Nous avons remarqué dans nos essais l'importance considérable de cette précaution. En effet, les déformations dépendent sensiblement, surtout pour des bétons à l'état plastique, du coefficient de frottement entre le béton même et la table. Pour un coefficient de frottement élevé, il peut arriver que le pâtre de béton prenne sous l'action des secousses la forme d'un champignon de manière que le diamètre maximum ne corresponde plus à la surface du béton en contact avec la table (fig. 7). A part des

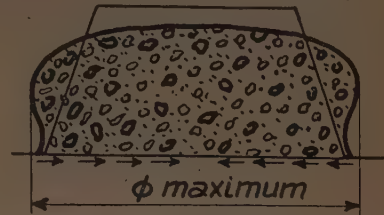


FIG. 7. — Flow-test. Influence du frottement béton-table sur la déformation d'un pâtre de béton.

différences peu considérables dans la forme et les dimensions des instruments, la façon de procéder employée communément chez nous tient peu compte du droit de primauté de ces normes américaines et elle en diffère considérablement sans raison plausible.

Dans le volume de M. ANSTETT : *Essais et analyses des matériaux de construction et de travaux publics*, le livre le plus connu et suivi sur ce sujet, on trouve à propos du slump-test que le remplissage du cône doit être fait en quatre fois en tassant chaque couche à l'aide d'une tige métallique pointue de 0,0125 m de diamètre. Dans le même livre, au sujet du flow-test il est dit simplement qu'on doit placer le moule sur la table et le remplir de béton que l'on dame légèrement, qu'aussitôt après le remplissage, on doit enlever le moule et mettre en mouvement une machine qui soumet la table à une série de dix élévations suivies de chutes d'une hauteur de 12 mm.

En ce qui concerne le nombre de coups, d'autres auteurs, M. FAURY par exemple, parlent de quinze secousses en 10 s, d'autres encore, de douze secousses en 15 s.

En tout cas, dans notre pratique courante de laboratoire et de chantier on tend en général (comparativement aux normes américaines) à tasser d'une manière excessive le béton dans les moules, ce fait, en augmentant le frottement interne et la cohésion de la masse de béton, conduit, surtout pour des bétons plutôt secs, à des déformations beaucoup plus faibles que celles obtenues pour les mêmes bétons en procédant selon les normes américaines.

Dans le cas spécifique du flow-test les déformations sont ultérieurement réduites, par rapport à celles obtenues en procédant selon les normes américaines, du fait que le nombre de secousses communément employé est de 10 au lieu de 15. Contrairement au cas précédent les effets de cette différence dans la manière de procéder sont d'autant plus sensibles que le béton essayé est plus fluide.

Je pense donc que le plus sage (en attendant de nouvelles méthodes d'essais plus satisfaisantes que le slump-test et le flow-test) serait que dans les laboratoires européens, on suive exactement les normes édictées par l'ASTM. L'unique modification à introduire serait peut-être celle de porter à seize secousses en 16 s les quinze se-



cousses en 15 s pour tenir compte de la hauteur de chute légèrement plus faible dans nos appareils (12 mm au lieu de 13).

Le fait de se reporter ainsi aux normes américaines ne doit cependant pas signifier de notre part une acceptation passive du *statu quo* des essais sur le béton frais. Il faut tenir compte que le slump-test et le flow-test répondent beaucoup mieux aux exigences des constructeurs américains qu'à celles des constructeurs européens. Nous avons vu, en effet, que la sensibilité et la précision de ces essais augmentent, dans les limites normales d'emploi, avec la fluidité des bétons. Or, il est reconnu qu'en Amérique on tend à employer des bétons beaucoup plus fluides que ceux que nous employons communément en Europe. Le rapport entre le coût de la main-d'œuvre et le coût des matériaux est beaucoup plus élevé en Amérique que chez nous. Il en résulte pour les Américains l'intérêt d'augmenter les sections de leurs ouvrages de manière à pouvoir utiliser des bétons moins résistants mais beaucoup plus maniables. La tendance européenne, au contraire, est d'employer des bétons plus secs qui permettent d'obtenir des résistances mécaniques plus élevées. L'emploi de jour en jour plus répandu de la vibration va accentuer cette tendance.

Ce n'est donc pas la peine d'attendre d'Outre-Atlantique l'étude et l'application de nouvelles méthodes. Nous devrions considérer celles-ci comme une tâche incombant aux laboratoires européens.

### 3° Nouvelles tentatives dans la mesure de la maniabilité des bétons. La méthode FAURY et la méthode VEBE.

En réalité, au cours de ces dernières années, il semble qu'à ce point de vue, on ait senti la nécessité de méthodes d'essais répondant mieux à nos besoins et en différentes parties de l'Europe on a fait des tentatives intéressantes pour résoudre ce problème. Nous rappellerons ici brièvement deux nouvelles méthodes de mesure : la méthode mise au point il y a quelques années par M. FAURY, et la méthode récemment proposée en Suède par la Svenska Cement Föreningen.

M. FAURY part du principe que, pour estimer la plasticité de mise en œuvre d'un béton, il est nécessaire d'utiliser des appareils complexes qui soumettent le béton à des sollicitations semblables à celles qui résultent des procédés de mise en œuvre effectivement employés sur le chantier. Son essai de plasticité consiste à couler le béton dans deux moules semblables dont l'un contient un type de ferrailage déterminé (fig. 8), en le tassant de la même

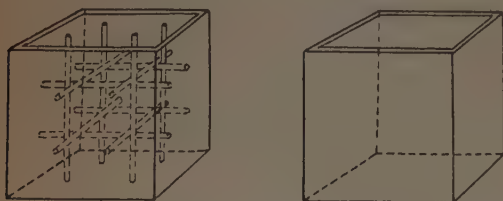


FIG. 8. — Essai FAURY. Moules avec et sans ferrailage (d'après FAURY).

façon dans les deux récipients soit par un piquage, soit par une vibration bien déterminée. La mesure de la plas-

ticit  du mélange est donnée par la valeur du rapport  $\frac{d'}{d}$  entre le poids spécifique apparent  $d'$  du béton contenu dans le moule ferrillé et le poids spécifique apparent  $d$  du béton contenu dans le moule simple. En raison de l'entrave opposée par les armatures à la mise en place du b ton, la densité apparente dans le moule ferrillé sera inférieure à la densité dans le moule normal d'autant plus que le béton sera moins plastique. L'indice de plasticité d'un béton très plastique sera donc assez proche de l'unité et s'éloignera de cette valeur d'autant plus que le béton sera moins plastique. De cette manière, l'évaluation de la plasticité est reportée à une évaluation de densité, c'est-à-dire pratiquement à une évaluation de poids. Ce fait offre déjà en lui-même des avantages considérables. D'autre part, si dans un diagramme nous portons l'indice de plasticité  $\frac{d'}{d}$  relatif à différents types de béton : A, B, C en fonction de la quantité d'eau contenue dans le béton (fig. 9)

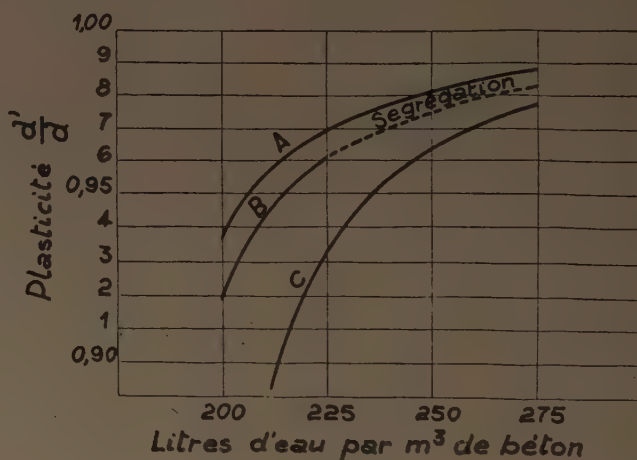


FIG. 9. — Essai FAURY. Plasticité  $\frac{d'}{d}$  en fonction de la quantité d'eau de gâchage (d'après FAURY).

(FAURY, « Plasticité de mise en œuvre du béton ». *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, 1937, n  4), on constate que la sensibilité maximum de mesure est obtenue pour des bétons plutôt secs, c'est-à-dire pour des bétons qui offrent le plus grand intérêt au point de vue de la résistance et pour lesquels l'évaluation des caractéristiques de mise en place au flow-test et au slump-test est insuffisante. C'est évidemment un autre avantage de l'essai FAURY.

Il faut cependant tenir compte que la conception de plasticité d'un béton perd dans cet essai toute valeur absolue pour ne conserver qu'une valeur relative aux conditions de mise en place du b ton sur le chantier : le type de ferrailage contenu dans le cube, aussi bien que le moyen de mise en place (piquage-vibration) devront s'approcher le plus possible de ceux effectivement employés. De cette manière, un même béton sera affecté d'indices de plasticité différents suivant ses conditions d'emploi.

On peut déduire de ceci qu'une méthode ainsi conçue peut fournir des résultats précieux dans les recherches de laboratoire (où l'on veut par exemple comparer les qualités de mise en œuvre de différents bétons à employer dans des conditions bien déterminées) mais qu'elle ne peut pas être utilisée sur le chantier comme un moyen de mesure et de contrôle. Dans les essais de chantier il y a intérêt à se libérer de toute intervention du constructeur dans la détermination des conditions d'essai, en lui imposant une manière de procéder rigoureusement déterminée et le plus possible indépendante de toute influence du facteur personnel.

La méthode suédoise a été mise au point il y a quelques années par l'Ingénieur VICTOR BÄHRNER et exposée dans le rapport n° 1 des *Vibrotekniska undersökningen* de la Svenska Cement Föreningen. Pour cet essai, on se sert d'un appareil standard connu en Suède sous le nom de « Vebeapparat ».

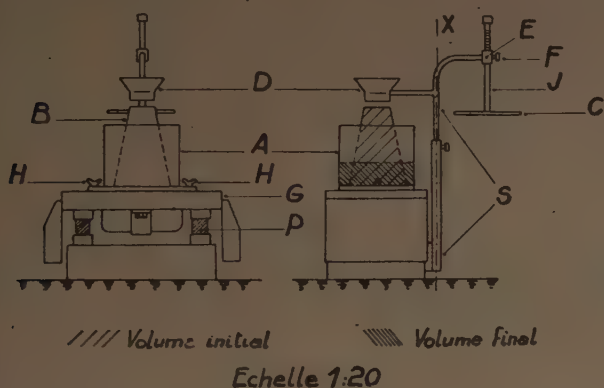


FIG. 10. — Schéma de l'appareil Vebe (d'après BÄHRNER).

Cet appareil (fig. 10) consiste en une petite table vibrante C dont le vibreur électrique a une fréquence de 3 000 t/mn; l'amplitude de vibration qui en résulte est assez faible, soit 0,4 à 0,5 mm. Sur cette table est rigidement fixé, au moyen de deux écrous à oreilles H, un récipient cylindrique A de tôle épaisse de 24 cm de diamètre et de 20 cm de hauteur. La partie vibrante de l'appareil (table vibrante, vibreur, récipient cylindrique) a un poids total de 63 kg et prend appui sur quatre pieds de caoutchouc P. Un support latéral S soutient, au moyen d'une tige verticale J, un disque de verre C en lui laissant la liberté de tourner autour de l'axe vertical X et de glisser verticalement dans le guide E. Le poids du disque de verre et de la tige métallique J est de 2,8 kg.

La façon de procéder dans l'essai est la suivante : Au centre du récipient cylindrique A, on place une boîte tronconique usuelle d'ABRAMS B (dimensions normales : 30 cm de hauteur, 20 cm de diamètre à la grande base, 10 cm de

diamètre à la petite base). Le cône d'ABRAMS est rempli selon la méthode normalisée par l'ASTM. Un entonnoir convenablement placé D facilite cette opération. On retire ensuite le moule (fig. 11) et on fait tourner le disque de verre C autour de l'axe X de façon à faire coïncider son axe vertical avec l'axe du tronc de cône de béton; on dévisse l'écrou F et on fait glisser la tige J dans le guide E jusqu'à mettre la face inférieure du disque en contact avec la petite base du tronc de cône de béton. A ce moment, le vibreur et un chronomètre dont l'opérateur est muni sont mis en marche simultanément.

Sous l'effet de la vibration et du poids du disque le cône de béton s'affaisse et il est suivi dans son affaissement par le mouvement vertical du disque en verre même. On n'arrête la marche du chronomètre et du vibreur que lorsque l'affaissement du cône est arrivé à un point tel que toute la surface du disque en verre est en contact avec la masse de béton (fig. 12). La tige métallique à laquelle le disque de verre est fixé, est graduée en décilitres de manière à permettre la lecture directe du volume final du cylindre de béton compris entre le fond de la cuve et la surface inférieure du disque. La consistance du béton est alors donnée en degrés Vebe par la formule

$$S = t \times \frac{V}{V_0}$$

Dans cette formule,

S = valeur de la consistance en degrés Vebe;

t = temps en secondes lu au chronomètre;

V<sub>0</sub> = volume initial du béton = volume du cône = 5,5 l.

V<sub>f</sub> = volume final du béton lu à l'index E.

Des symboles spéciaux définissent trois consistances pour les bétons aptes à être mis en place par vibration et trois consistances pour les bétons aptes à être mis en place par simple coulage et piquage.



FIG. 11. — Essai Vebe. Démoulage (d'après une publication technique de la Svenska Cement Föreningen).

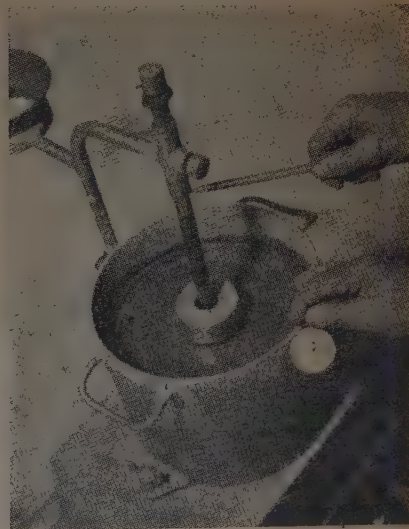


FIG. 12. — Essai Vebe. Fin de l'essai (d'après une publication technique de la Svenska Cement Föreningen).



	CONSISTANCE	DEGRÉ <i>Vebe</i>
Béton vibré	VV = consistance pour bétons routiers	20 à 40
	MS = consistance très raide	10 à 20
	S = consistance raide	5 à 10
Béton non vibré	P = consistance plastique	3 à 5
	T = consistance fluide	2 à 3
	L = consistance très fluide	< 2

Il n'est pas facile de dire ce qu'on mesure exactement avec l'essai au *Vebe* *apparat*; les documents suédois parlent simplement de mesure de consistance en substitution des mesures obtenues au moyen du slump-test et du flow-text qu'ils reconnaissent inaptes à déterminer avec une sensibilité suffisante la consistance des bétons assez raides. En réalité, on peut dire qu'avec l'appareil *Vebe*, on mesure l'énergie de vibration nécessaire pour faire subir à la masse de béton une certaine déformation, un certain moulage et un certain serrage; c'est-à-dire, selon la définition que nous en avons donnée, on mesure les caractéristiques essentielles de la maniabilité de mise en œuvre d'un béton. En outre, si l'on considère que la vibration du béton est de plus en plus employée dans les constructions civiles et les travaux publics, on voit que son utilisation dans l'essai *Vebe* ne permet pas seulement de soumettre commodément le béton à des sollicitations dynamiques bien déterminées et constantes, mais qu'elle le met aussi dans les conditions mêmes dans lesquelles il viendra se trouver au moment de sa mise en place en chantier. L'appareil *Vebe* est donc particulièrement utile à la mesure de la maniabilité des bétons aptes à être vibrés et, en général, des bétons plutôt consistants. Il donne au contraire des résultats peu exacts pour des bétons très mous ayant des consistances inférieures à 2 ou 3° *Vebe*, correspondant à des indices de consistance de 1,5 au flow-test et de 7 cm au slump-test.

Dans la figure 13, nous reportons un diagramme extrait d'une publication technique du *Cement och Betonginstitutet de Stockholm*, par M. F. H. UDDENBERG. Ce diagramme montre la relation entre les mesures obtenues par le slump-test et celles obtenues par l'essai *Vebe*. La zone hachurée comprend la dispersion normale des essais. On voit que la sensibilité de l'essai *Vebe* par rapport à celle du slump-test est d'autant plus grande que le béton est plus raide. La dispersion dont nous avons parlé doit être attribuée surtout aux essais de slump-test. En effet, pour des compositions granulométriques normales, la dispersion obtenue par la méthode *Vebe* est assez limitée, surtout pour les consistances variant entre 3 et 30° *Vebe*.

Employé convenablement, cet appareil devrait permettre d'apprécier une variation de la quantité d'eau de gâchage de 5 l/m<sup>3</sup>, c'est-à-dire (pour des bétons dosés à 300 kg de ciment/m<sup>3</sup>) des variations de l'ordre de 3 % du rapport  $\frac{E}{C}$ , correspondant à des variations de l'ordre de 4 à 6 % de la résistance à la flexion du béton à 28 j.

On voit que les avantages présentés par la méthode *Vebe* sur les autres méthodes de mesures des qualités de mise en œuvre d'un béton sont considérables. Cependant,

ses résultats dépendent encore sensiblement du facteur personnel. La détermination de l'instant pour lequel le contact entre le disque de verre et la masse de béton peut être considéré comme complet, dépend d'une appréciation qui n'est pas toujours facile. L'introduction du facteur volumétrique  $\frac{V_f}{V_0}$  offre l'avantage de tenir compte de la faculté d'un béton de subir une certaine augmentation de densité apparente sous l'action de la vibration et de la faible pression du disque, mais elle augmente encore l'influence du facteur personnel. Le volume final  $V_f$  du béton croît en effet avec l'augmentation du volume absolu du béton contenu dans le tronc de cône, c'est-à-dire avec l'intensité du piquage utilisé lors de sa mise en place.

L'inconvénient le plus grave présenté par cet essai semble être toutefois celui que nous avons déjà eu l'occasion de signaler à propos du flow-test, dû aux différents comportements des bétons suivant qu'ils sont à frottement interne prépondérant ou bien à visco-plasticité prépondérante. La liquéfaction du béton due à la vibration et progressant du bas vers le haut de l'éprouvette demande un certain temps pour se propager à toute la masse. Pendant ce temps, l'échantillon sera d'autant plus sujet à des écroulements que le béton est plus raide et moins lié. Il en résulte une diminution de la hauteur moyenne de la masse et par conséquent, une diminution de la durée  $t$  de l'essai. Celui-ci s'en trouve faussé. D'ici la possibilité, en ce qui concerne le cas spécifique de la détermination de la fluidité d'un béton en fonction de l'eau de gâchage, d'arriver à des irrégularités du diagramme analogues à celles précédemment rencontrées dans le cas du flow-test.

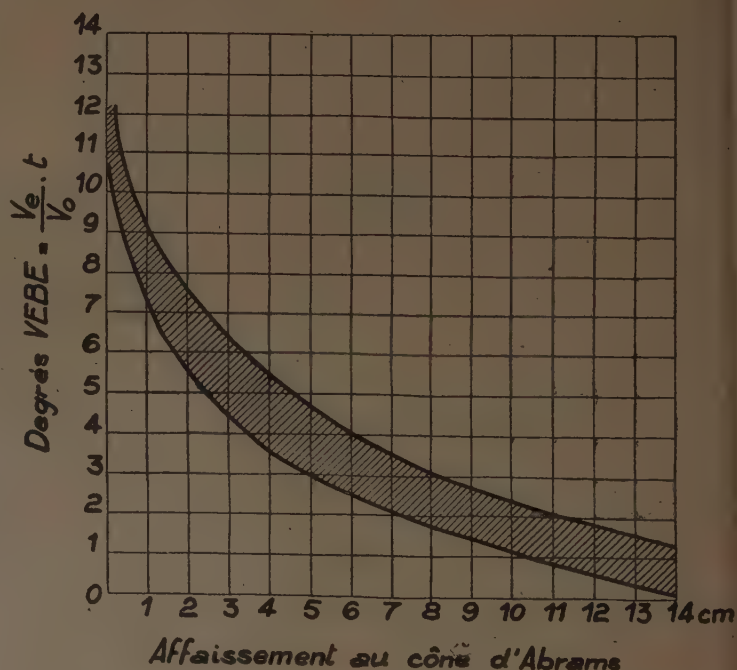


FIG. 13. — Relation entre les degrés *Vebe* et les affaissements au cône d'ABRAMS (d'après F. H. UDDENBERG).

### C. — CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES SUR LA MÉCANIQUE INTERNE DU BÉTON FRAIS

Nous avons examiné quelques méthodes de mesure des propriétés des bétons frais.

Comme nous l'avons vu, toutes ces méthodes nous donnent des mesures empiriques, qu'il n'est pas possible d'exprimer au moyen des dimensions fondamentales de masse, de longueur et de temps. Il est évident qu'une propriété telle que la maniabilité d'un béton ne peut, d'après la définition que nous lui avons donnée, être ramenée à des mesures physiques bien déterminées. On peut cependant considérer de telles propriétés comme un effet combiné de caractéristiques physiques plus simples et dimensionnellement déterminées.

Le béton frais est un matériau doué d'une mécanique interne assez complexe où semblent intervenir à la fois les propriétés de deux états différents de la matière : l'état liquide et l'état solide.

Si nous prenons une certaine masse de béton et que nous la soumettons à des efforts mécaniques on peut constater que tant que ces efforts restent inférieurs à une certaine valeur, le béton se comporte comme un solide dans le sens qu'il est nécessaire d'appliquer un effort fini pour produire une déformation permanente quelconque. C'est la raison pour laquelle un béton frais peut conserver indéfiniment certaines formes géométriques qu'on lui a imposées.

Si nous augmentons les efforts exercés, on constate que pour une certaine valeur de ces derniers des déformations permanentes s'amorcent. Ces déformations se présentent généralement sous la forme de glissements.

Nous appellerons  $f_m$  la tension de cisaillement minimum pour laquelle la déformation permanente a lieu (fig. 14).

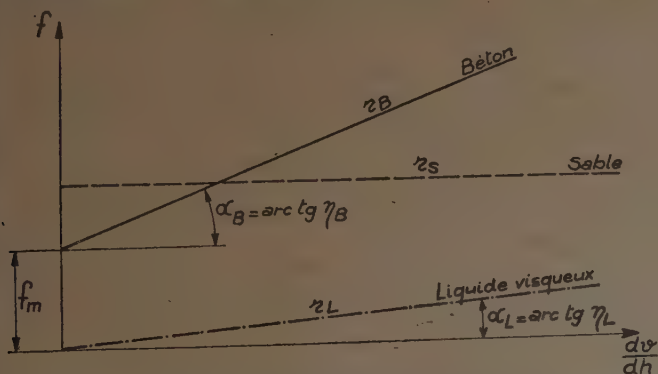


FIG. 14. — Schéma des relations entre vitesses de déformation et tensions de cisaillement pour des différents états de la matière.

Si, toutes choses égales d'ailleurs, on augmente la tension appliquée  $f$  au delà de cette valeur minimum, on constate que la vitesse de déformation augmente avec l'accroisse-

ment de la tension  $f$  et qu'un nouvel état de régime est bientôt atteint.

Soit  $\frac{dv}{dh}$  la rapidité de variation de la vitesse de déformation le long d'une perpendiculaire  $h$  à l'orientation moyenne des glissements. Nous appellerons viscosité  $\eta_B$  du béton la quantité  $\frac{df}{d\left(\frac{dv}{dh}\right)}$  où  $df$  est la variation de l'effort

de cisaillement  $f$  nécessaire pour produire la variation  $d\left(\frac{dv}{dh}\right)$  de la quantité  $\frac{dv}{dh}$  précédemment définie.

Pour les valeurs  $f > f_m$  la quantité  $\eta_B$  peut être considérée comme constante; dans ce sens, ce facteur est analogue au coefficient de viscosité des liquides, que nous appellerons  $\eta_L$ .

La différence essentielle entre ces deux quantités est que, contrairement à  $\eta_B$ ,  $\eta_L$  est constante dans tout le champ des tensions de cisaillement  $f$ . Cela signifie (fig. 14) que le diagramme de la fonction  $f = \varphi\left(\frac{dv}{dh}\right)$  sera donné dans le cas d'un liquide, par une droite telle que  $r_L$  passant par l'origine des axes et inclinée par rapport à l'axe  $\frac{dv}{dh}$  d'un angle  $\alpha_L = \text{arc-tg } \eta_L$ . Dans le cas du béton, le même diagramme sera représenté par une droite telle que  $r_B$  ayant son origine au point d'ordonnée positive  $(0, f_m)$  et inclinée d'un angle  $\alpha_B = \text{arc-tg } \eta_B$ .

Un autre phénomène différencie la mécanique interne d'un béton de celle d'un liquide. Dans le cas d'un liquide, si, toutes choses égales d'ailleurs, on fait varier la pression hydrostatique d'essai, le diagramme  $r_L$  ne change pas. Dans le cas du béton, les variations du diagramme  $r_B$  en fonction de la pression hydrostatique, ou, plus simplement, de la pression perpendiculaire à l'orientation des glissements, sont de toute première importance.

Supposons que, pour une pression effective nulle ( $p = 0$ ), le diagramme  $r_B$  (fig. 15) rencontre l'axe des  $f$  en un point  $(0, f_{B0})$  nous appellerons la quantité  $f_{B0}$  cohésion du béton. Pour des pressions  $p_1, p_2 > p_1$  l'origine des droites  $r_B$  se déplacera sur l'axe des ordonnées pour venir aux points  $(0, f_{B1})$   $(0, f_{B2})$ , pour lesquels l'expression suivante sera satisfaite :

$$\frac{f_{B2} - f_{B0}}{f_{B1} - f_{B0}} = \frac{p_2}{p_1}$$

On a raison de croire qu'une relation semblable subsiste entre les tensions de cisaillement et les pressions quelle que soit la valeur de la vitesse de déformation. Cela signifie que la viscosité  $\eta_B$  tend à augmenter quand la pression d'essai augmente. Si nous appelons  $\eta_{B0}$  la viscosité d'un béton pour une pression nulle, et  $\eta_{B1}, \eta_{B2}$  les viscosités du



même béton respectivement pour des pressions  $p_1, p_2$ , on doit pouvoir écrire :

$$\frac{\eta_{B_2} - \eta_{B_0}}{\eta_{B_1} - \eta_{B_0}} = \frac{P_2}{P_1}$$

De ce qui précède on peut déduire que si l'on exécute sur le même béton des essais à une vitesse de déformation constante  $\left[\frac{dv}{dh} = \left(\frac{dv}{dh}\right)_1 \text{ par ex.}\right]$  et à des pressions différentes, le diagramme des tensions de cisaillement en fonction des pressions sera constitué (fig. 16) par une droite telle que  $r'_{B_1}$ , inclinée d'un certain angle  $\beta_{B_1}$ . Cet angle est, par définition, l'angle de frottement interne du béton pour cette vitesse de déformation. En répétant les mêmes essais à des vitesses différentes,  $\frac{dv}{dh} = 0, \frac{dv}{dh} = \left(\frac{dv}{dh}\right)_2$  on obtiendra respectivement des diagrammes tels que  $r'_{B_0}, r'_{B_2}$ . Les angles  $\beta$  tendent à augmenter en même temps que les vitesses de déformation de même que les angles  $\alpha$  tendent à augmenter avec les pressions d'essai.

Sur la figure 15, les diagrammes se rapportant à un matériau pulvérulent, tel que du sable, seraient représentés par des droites telles que  $r_s$  parallèles à l'axe des abscisses. Pour une pression nulle, le diagramme  $r_s$  coïnciderait avec l'axe des abscisses; pour des pressions  $p_1, p_2$ , ce diagramme serait représenté respectivement par des droites  $r_{s1}, r_{s2}$  à des distances  $f_{s1}, f_{s2}$  de l'axe des abscisses telles que  $\frac{f_{s1}}{f_{s2}} = \frac{P_1}{P_2}$ .

Sur la figure 16, quelle que soit la vitesse de déformation le diagramme se rapportant au même matériau pulvérulent sera donc représenté par la droite  $r'_s$  partant de l'origine et inclinée de l'angle  $\beta_s$  (angle de frottement interne du matériau).

D'après tout ce qui a été dit on comprend de quelle façon la mécanique interne d'un béton frais est bien un intermédiaire entre la mécanique interne d'un liquide visqueux et celle d'un matériau pulvérulent, tout en participant, jusqu'à un certain point, aux propriétés des solides élastiques. Il en résulte aussi que pour arriver à une connaissance complète des différentes propriétés mécaniques du béton frais il suffit d'exécuter deux essais de cisaillement à la même pression et à des vitesses différentes, et deux essais de cisaillement à la même vitesse et à des pressions différentes. Ces essais nous permettent en effet de connaître les valeurs de la cohésion, de la viscosité et du frottement interne pour toute la gamme des pressions et des vitesses de déformation.

Tout ce que nous venons de dire sur les propriétés du béton frais doit être regardé non pas comme des

faits reconnus et prouvés, mais comme des idées directrices qui nous ont guidé dans notre travail expérimental.

Pour plusieurs de ces points le lecteur trouvera, dans la

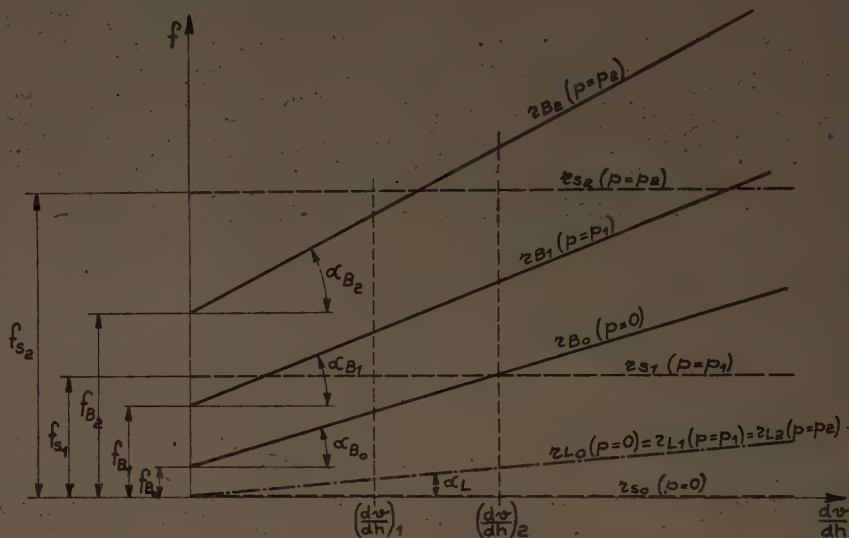


FIG. 15. — Schéma des relations entre vitesses de déformation et tensions de cisaillement pour des pressions différentes et dans des matériaux différents.

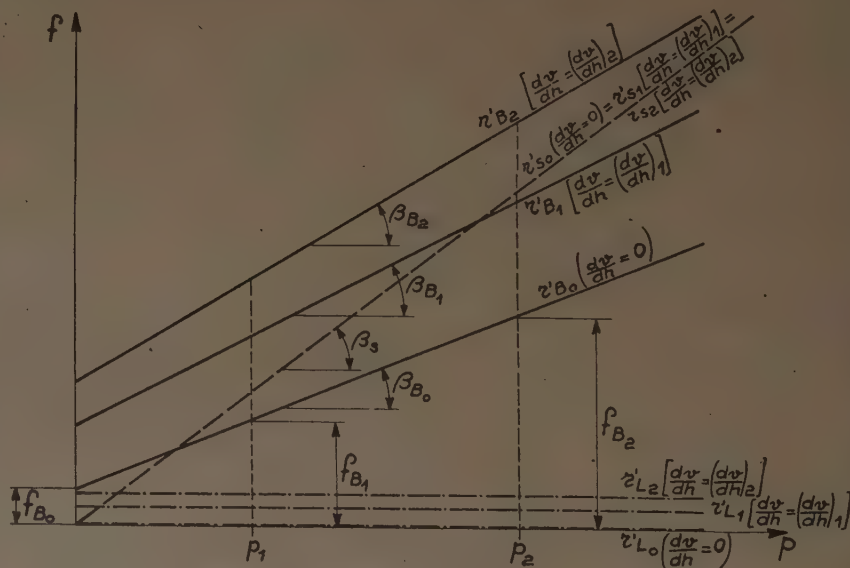
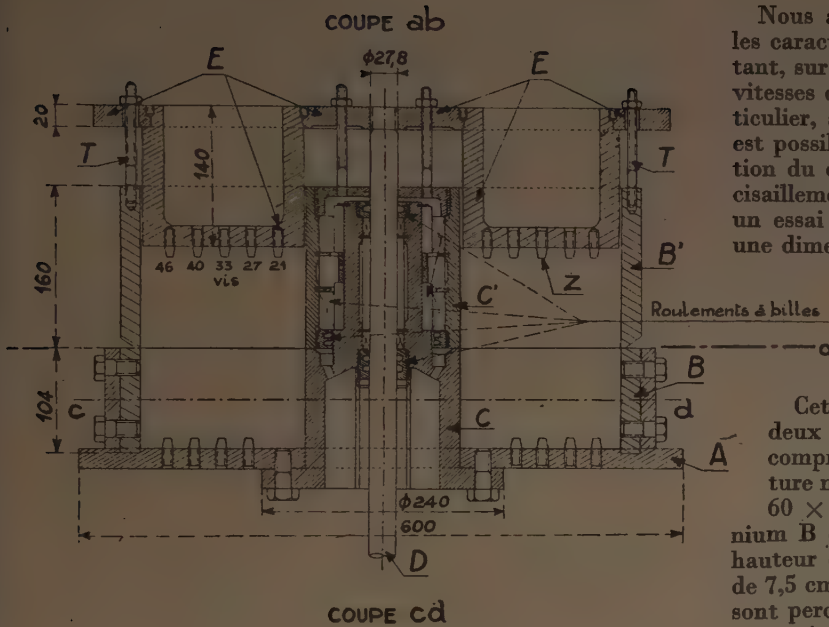


FIG. 16. — Schéma des relations entre pressions et tensions de cisaillement pour des vitesses de déformation différentes et dans des matériaux différents.

suite, des confirmations expérimentales; pour certains autres, ce travail n'est pas encore assez avancé pour pouvoir en tirer des conclusions définitives.

Il est aussi bon de noter que tous les diagrammes donnés dans ce paragraphe n'ont qu'une valeur démonstrative et que nous avons souvent été amenés, en vue de la clarté graphique, à altérer les rapports entre les différentes quantités physiques qui y paraissent.

## D. — DESCRIPTION DE LA MACHINE DE CISAILLEMENT



ECHELLE 1/5. Les cotes sont exprimées en mm.

FIG. 17. — Coupe et plan de la boîte de cisaillement.

Nous avons vu comment il est possible de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un béton frais en exécutant, sur ce dernier, des essais de cisaillement, à différentes vitesses de déformation et à différentes pressions. En particulier, si l'essai de cisaillement est réalisé par torsion, il est possible d'évaluer les variations des réactions en fonction du déplacement relatif des deux surfaces du plan de cisaillement. Cette condition ne pourrait être réalisée dans un essai de cisaillement à mouvement rectiligne qu'avec une dimension théoriquement infinie de l'échantillon dans le sens du mouvement. C'est pourquoi les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics ont réalisé une machine de cisaillement par torsion que nous allons brièvement décrire.

Cette machine est constituée essentiellement par deux parties : une fixe, et une mobile. La partie fixe comprend un bâti en béton armé supportant une structure métallique composée par une plaque d'acier A de  $60 \times 60$  cm d'arête (fig. 17), une couronne en aluminium B de 24 cm de rayon intérieur  $R_1$ , de 10,4 cm de hauteur et de 2 cm d'épaisseur et un cylindre en acier C de 7,5 cm de rayon extérieur  $R_2$ . La plaque et le cylindre sont percés selon leur axe de façon à laisser passer une tige métallique D.

La partie mobile comprend une couronne B', également en aluminium, qui présente en plan les mêmes dimensions que la couronne inférieure fixe et a une hauteur de 16 cm; cette couronne est pour ainsi dire suspendue au moyen d'un certain nombre de tiges filetées T au bord de la pièce E, constituée par une sorte de piston pouvant se déplacer soit verticalement, soit autour de son axe. Une troisième pièce C' est constituée par un cylindre en acier du même diamètre que le cylindre C, et de la même hauteur que la couronne B'. Ce cylindre C', simplement appuyé sur sa base, est aussi percé suivant son axe de façon à permettre le passage de la tige D, reliée au moyen d'un pivot à axe vertical au piston E. L'extrémité inférieure de la tige D est reliée au point G d'un levier (fig. 18). La distance de G au point d'appui du levier H est de  $1/10$  de la distance de H au point d'application I d'une force verticale constituée par un poids P. Le piston E est donc entraîné vers le bas par une force dix fois plus grande que le poids P. D'autre part, le piston E est entraîné dans un mouvement de rotation autour de son axe par un câble acier K dont une extrémité L est fixée au bord extérieur du piston E et l'autre à une vis sans fin V. Un moteur électrique M transmet à la vis V un mouvement rectiligne et uniforme de 0,0725 cm/s, qui correspond à une vitesse de rotation du piston E de 0,00238 rad/s. La vitesse moyenne de déplacement, c'est-à-dire la vitesse d'un point situé sur la circonférence de rayon  $R = \frac{R_1 + R_2}{2}$  est de 0,0375 cm/s.

Un dynamomètre N permet de connaître la tension du câble K.



Le matériau à essayer occupe l'espace cylindrique, ayant pour section horizontale une couronne circulaire, comprise entre les pièces ABC et EB'C'. Le piston E le soumet à une pression  $p = \frac{10}{S} P$  où  $P$  = poids appliqué à l'extrémité du levier,  $S$  = surface de la couronne circulaire.

D'autre part, le câble K applique au piston un moment de torsion  $M = t \cdot R_3$  où  $t$  = tension du câble, et  $R_3$  = distance de l'axe du câble à l'axe de rotation du piston. La surface inférieure du piston E, et la surface de la plaque métallique A sont garnies d'un grand nombre de dents Z qui empêchent tout glissement entre le matériau à essayer et ces surfaces. De cette manière, un matériau incohérent contenu dans la boîte se cisailera suivant le plan de moindre résistance, c'est-à-dire le plan de contact  $\alpha$  du cylindre fixe avec le cylindre mobile.

Sur les figures 19 à 22, nous représentons quelques photographies de cette machine.

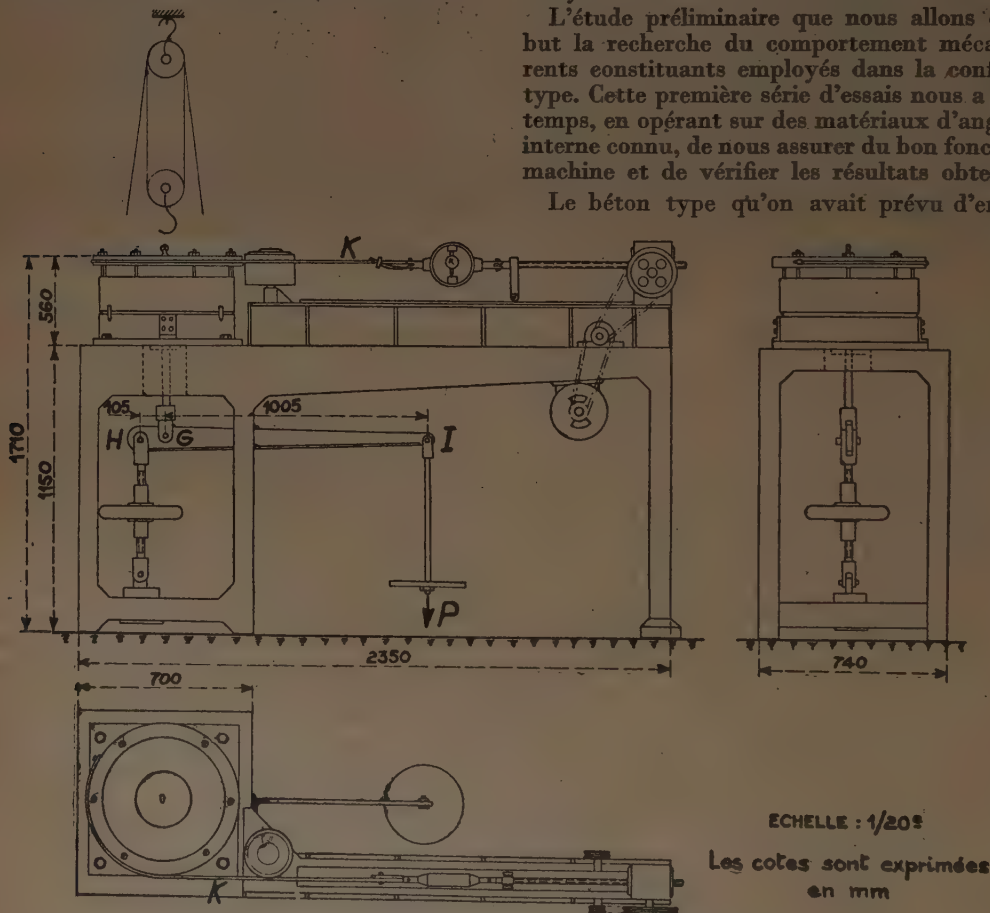


FIG. 18. — Vue d'ensemble de la machine de cisaillement.

Les contraintes unitaires auxquelles le matériau se trouvera soumis seront la pression  $p = \frac{10}{S} P$  et une tension de cisaillement

$$(1) \quad f = \frac{t \cdot R_3}{\frac{2\pi}{3} (R_1^3 - R_2^3)}$$

on obtient cette formule en supposant que la tension de cisaillement soit constante sur toute la surface cisailée S. On peut écrire dans ce cas :

$$f \cdot \int_A r \cdot dS = t \cdot R_3$$

mais

$$\int_A r \cdot dS = \int_{R_1}^{R_2} r \cdot 2\pi \cdot r \cdot dr = \frac{2}{3} (R_1^3 - R_2^3)$$

en substituant cette expression dans la précédente on arrive à la formule (1).

Connaissant la pression et la tension de cisaillement auxquelles le matériau se trouve soumis, il est facile, grâce à l'expression générale  $f = p \cdot \tan \beta$  qui relie ces deux tensions dans un matériau non cohérent, d'arriver à la connaissance de l'angle de frottement interne  $\beta$  du matériau essayé.

L'étude préliminaire que nous allons décrire eut pour but la recherche du comportement mécanique des différents constituants employés dans la confection du béton type. Cette première série d'essais nous a permis en même temps, en opérant sur des matériaux d'angle de frottement interne connu, de nous assurer du bon fonctionnement de la machine et de vérifier les résultats obtenus.

Le béton type qu'on avait prévu d'employer était un

béton à granulométrie FAURY quaternaire, constitué par deux qualités de sable,  $S_1$  et  $S_2$  et par deux qualités de gravillon,  $G_1$  et  $G_2$ . Ces différents sables et gravillons étaient obtenus par tamisage mécanique d'un même tout venant siliceux roulé extrait de la Seine et présentant de très bonnes caractéristiques d'homogénéité. Les granulométries de ces différents constituants sont les suivantes :

# LA VIBRATION DU BÉTON FRAIS



FIG. 19. — Vue d'ensemble de la machine de cisaillement.



FIG. 21. — La boîte de cisaillement avec le piston soulevé.



FIG. 20. — La boîte de cisaillement avec le piston et la couronne supérieure soulevés.



FIG. 22. — Le dispositif de mise en charge axiale.

PASSOIRE OU TAMIS équivalent mm	POIDS RESTANT sur chaque passoire ou tamis en %	PASSOIRE OU TAMIS équivalent mm	POIDS RESTANT sur chaque passoire ou tamis en %	PASSOIRE OU TAMIS équivalent mm	POIDS RESTANT sur chaque passoire ou tamis en %
Sable $S_1$ . . . . . 0,8	0,06	Gravillon $G_1$ . 12,5	0,75	Gravillon $G_2$ . 25	0,83
0,4	9,06	10	10,50	20	21,0
0,2	81,68	8	42,1	16	27,45
0,1	7,44	6,3	12,0	12,5	26,77
Tamisé : 1,76		3,15	34,1	10	15,12
Sable $S_2$ . . . . . 3,15	0,2	1,6	0,25	8	6,72
1,6	2,5	0,8	0,1	6,3	1,07
0,8	25,6	0,4	0,05	3,15	0,72
0,4	56,2	0,2	0,05	Tamisé : 0,32	
0,2	14,5	0,1	0,1		
0,1	1,0				

Les poids spécifiques absolus de ces différents agrégats sont les suivants :

$S_1$ . . . . .	2,61 g/cm <sup>3</sup>
$S_2$ . . . . .	2,59 —
$G_1$ . . . . .	2,61 —
$G_2$ . . . . .	2,60 —

Les densités apparentes obtenues par la mesure du poids d'un récipient de 5 l dans lequel le matériau

avait été versé lentement et sans secousses sont les suivantes :

$S_1$ . . . . .	1,46 g/cm <sup>3</sup>
$S_2$ . . . . .	1,52 —
$G_1$ . . . . .	1,42 —
$G_2$ . . . . .	1,42 —

En prenant comme valeur moyenne des poids spécifiques absolus la valeur de 2,6 on obtient immédiatement le volume des vides en %.



## VOLUME DES VIDES EN %

S <sub>1</sub> .....	44
S <sub>2</sub> .....	42
G <sub>1</sub> .....	45
G <sub>2</sub> .....	45

Le ciment qu'on avait prévu d'employer pour la confection du béton d'essai était du ciment artificiel Portland

dont voici quelques caractéristiques :

— densité apparente.....	1,080 g/cm <sup>3</sup>
— finesse de mouture.	

TAMIS	RÉSIDU LAISSÉS PAR 100 g de ciment en g
324 mailles cm <sup>2</sup>	0
900 —	0,5
4 900 —	0,7

## E. — ESSAIS PRÉLIMINAIRES SUR LES CONSTITUANTS DU BÉTON TYPE

## 1° Étude du frottement interne.

L'étude préliminaire a comporté une série complète d'essais sur les différents éléments constituant l'agrégat du béton type.

Comme nous l'avons dit, le cisaillement effectué par torsion d'une couronne circulaire nous permet de suivre l'évolution du frottement interne du matériau essayé en fonction de la déformation, c'est-à-dire de la rotation de la partie mobile par rapport à la partie fixe.

Cette étude nous a conduit à des conclusions assez intéressantes.

Nous représentons dans la figure 23 un diagramme type d'un essai effectué sur un de ces agrégats. Nous avons porté en abscisses les angles de torsion  $\alpha$  et en ordonnées les tensions de cisaillement  $f$  correspondantes. On voit que le commencement de la déformation s'effectue pour des tensions de cisaillement relativement faibles; le commencement de la déformation est toujours suivi par une augmentation rapide (AB) des tensions de cisaillement qui arrivent en B à un maximum toujours assez bien iden-

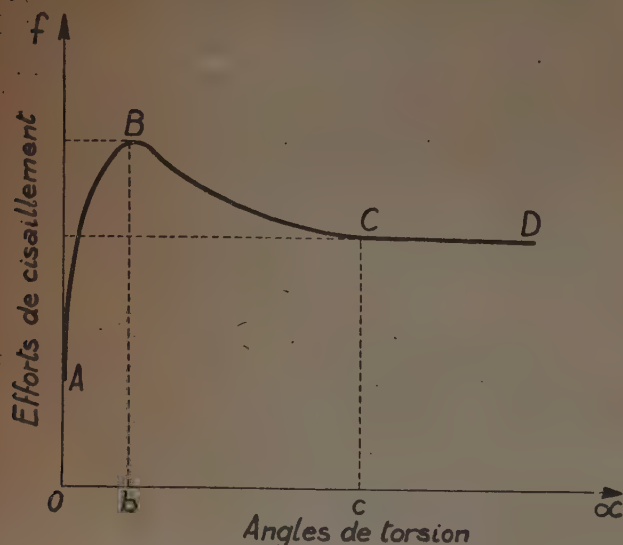


FIG. 23. — Évolution de la résistance au cisaillement en fonction des déplacements relatifs (diagramme qualitatif).

tifiable. En continuant la déformation, on obtient une diminution (BC) de la tension  $f$  qui vient de stabiliser à une valeur C.

La valeur de la tension de cisaillement en A peut être beaucoup plus faible que la valeur de la tension en B; elle peut descendre jusqu'à 1/3 ou 1/4 de sa valeur en B. En réalité, on ne peut parler d'une véritable tension de cisaillement qu'à partir du point B, à un angle de rotation inférieur à  $Ob$  correspond une dislocation des particules, dans tout le volume du matériau plutôt qu'un glissement relatif des particules suivant un plan de glissement moyen. Cette phase du phénomène est en effet toujours accompagnée par des variations plus ou moins sensibles de volume.

Nous pourrions schématiser le phénomène (fig. 24), en considérant l'équilibre d'une particule  $a$  sous l'action des particules voisines. Supposons que le poids de la particule

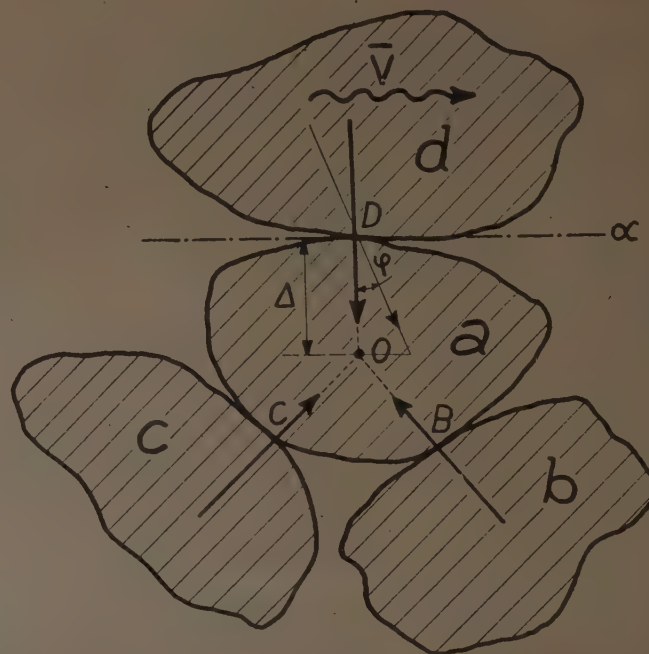


FIG. 24. — Équilibre des particules dans un matériau incohérent soumis à un effort de cisaillement.

considérée puisse être négligé en comparaison des actions extérieures (B, C, D) auxquelles elle se trouve soumise. Si l'on imprime à la particule un mouvement de translation parallèle au plan de contact  $\alpha$ , la réaction D s'incline sur la normale d'un angle  $\alpha$  égal à l'angle de frottement entre les deux particules. Pour cette raison, autour du centre des forces O naît un moment  $M = D \cdot \Delta \cdot \sin \varphi$  (où  $\Delta$  = distance entre le point de contact des particules et le point O) qui oblige la particule  $\alpha$  à se déplacer jusqu'à ce qu'elle ait trouvé une nouvelle position d'équilibre. Le déplacement de la particule  $\alpha$  entraîne évidemment celui des particules  $cb$ ; le déplacement de ces dernières celui des particules voisines et ainsi de suite. On comprend donc qu'on arrive à un déplacement mutuel des particules qui intéresse tout le volume du matériau. On a observé que ce déplacement est généralement suivi d'une diminution du volume total du matériau, c'est-à-dire d'une augmentation de compacité et, par conséquent, d'un enchevêtrement plus complet des particules.

Quand la particule  $\alpha$  trouve une nouvelle position d'équilibre, c'est-à-dire quand un nouveau système de réaction équilibre le moment engendré par les forces de frottement, le glissement commence. Cet instant correspond sur le diagramme de la figure 23 au maximum B. L'angle de rotation nécessaire pour atteindre le maximum B est assez variable d'un matériau à l'autre; d'une manière générale, on peut dire qu'il est compris, pour notre dispositif, entre 0,05 et 0,1 radian, correspondant à un déplacement relatif de 0,75 à 1,5 cm, et qu'il est plus grand pour des matériaux constitués par des particules de dimensions distribuées sur une plus large partie de l'échelle granulométrique. On a aussi observé que cet angle reste sensiblement constant avec la variation de la pression à laquelle l'essai est exécuté. Seulement, dans le champ des pressions relativement faibles (0 à 0,3 kg/cm<sup>2</sup>), cet angle tend à augmenter quand les pressions même diminuent.

Nous avons vu qu'en continuant l'essai pour des plus grandes valeurs de la déformation la résistance au cisaillement diminue suivant la branche BC du diagramme. Nous avons mis ce fait en relation avec les théories sur le frottement interne des massifs pulvérulents émises il y a une dizaine d'années par M. CAQUOT. L'accord trouvé avec ces théories s'est montré assez satisfaisant.

M. CAQUOT, en partant de données expérimentales, arrive, pour un matériau donné, à distinguer ce qu'il appelle le coefficient de frottement apparent du coefficient de frottement physique et en même temps à déterminer théoriquement le rapport qui existe entre ces deux coefficients.

Nous allons chercher à montrer par un exemple très simple la signification physique de ces deux coefficients de frottement.

Considérons (fig. 25) deux parallélépipèdes ABCD, EFGH

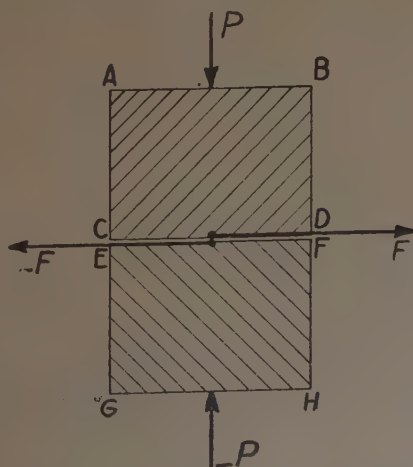


FIG. 25. — Exemple de frottement physique.

d'un matériau quelconqué (par exemple de la pierre). Leurs bases que nous imaginons de dimensions unitaires, CB, EF sont pressées l'une contre l'autre par un système de forces P, — P agissant sur les faces opposées AB, GH. Si nous appliquons à ces deux parallélépipèdes, dans leur plan de contact, un système de force de cisaillement F, — F', nous appellerons coefficient de frottement physique la valeur K du rapport entre la force P et la force F<sub>1</sub> pour laquelle le glissement s'amorce :  $K = \frac{P}{F_1}$ , et angle de frottement physique l'angle  $\psi = \text{arc tg } K$ .

Imaginons de broyer ces deux parallélépipèdes et de remplir avec une partie du matériau obtenu deux moules métalliques dont la forme et les dimensions sont les mêmes que celles des deux parallélépipèdes considérés ci-dessus (fig. 26). Il est facile de constater que pour obtenir le glissement, il sera nécessaire dans ce dernier cas d'appliquer des efforts de cisaillement  $F_1 > F_1$ , nous appellerons angle de frottement apparent pour ce matériau broyé l'angle  $\varphi$  pour la valeur duquel est vérifiée la relation suivante :

$$F'_1 = P \cdot \text{tg } \varphi.$$

M. CAQUOT a démontré par un procédé théorique que pour des dimensions des particules assez petites en comparaison de la surface de glissement moyenne selon laquelle le cisaillement s'effectue, existe entre  $\text{tg } \psi$  et  $\text{tg } \varphi$

la relation suivante :  $\text{tg } \psi = \frac{2}{\pi} \cdot \text{tg } \varphi$ . La raison du facteur de

majoration  $\frac{\pi}{2}$  par lequel il est nécessaire de multiplier le coefficient de frottement physique  $\text{tg } \psi$  pour obtenir le coefficient de frottement apparent  $\text{tg } \varphi$ , est due à ce que M. CAQUOT appelle l'effet d'enchevêtrement. Cet enchevêtrement implique que le mouvement relatif des particules s'effectue (fig. 27) par glissement le long des différents plans (AB, BC, CD,...) tangents aux particules dans leurs points de contact et non pas par déplacement général du système : 1° par rapport au système; 2° suivant le plan

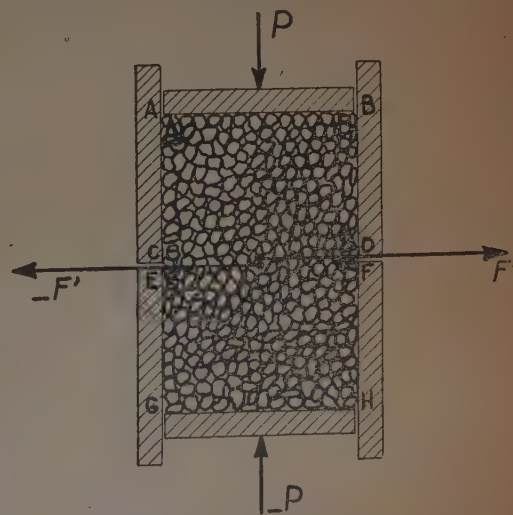


FIG. 26. — Exemple de frottement apparent.



de glissement moyen  $\alpha$  qui viendrait à traverser les particules mêmes.



FIG. 27. — Effet d'enchevêtrement des particules.

Revenons maintenant à notre essai et voyons comment, d'après la théorie de M. CAQUOT, on peut interpréter la diminution de l'effort de cisaillement et par conséquent du frottement interne dans la zone  $bc$  du diagramme.

Évidemment, dans cette période du phénomène, les différentes particules qui se trouvent dans les environs immédiats du plan de glissement moyen  $\alpha$  s'orientent progressivement de manière à opposer la résistance minimum possible à l'effort de cisaillement, ou bien en d'autres termes, de manière telle que la ligne brisée des plans de contact  $ABC...L$  s'approche le plus possible de la ligne droite  $AL$ , trace du plan de glissement moyen  $\alpha$ . On comprend donc que le coefficient de frottement interne tend dans cette période du phénomène à passer d'une valeur  $\tan \varphi_1$  (coefficient de frottement apparent correspondant à l'enchevêtrement maximum) à une valeur plus faible  $\tan \varphi_2$  (coefficient de frottement minimum correspondant à la stabilisation de l'effort de cisaillement). Cette valeur  $\tan \varphi_2$  tendra à la valeur  $\tan \psi$  du coefficient de frottement physique sans pouvoir toutefois l'atteindre pour des raisons évidentes.

Les valeurs trouvées pour les rapports entre l'effort de cisaillement maximum  $B$  et l'effort de cisaillement de stabilisation  $C$  varient d'un matériau à l'autre mais elles

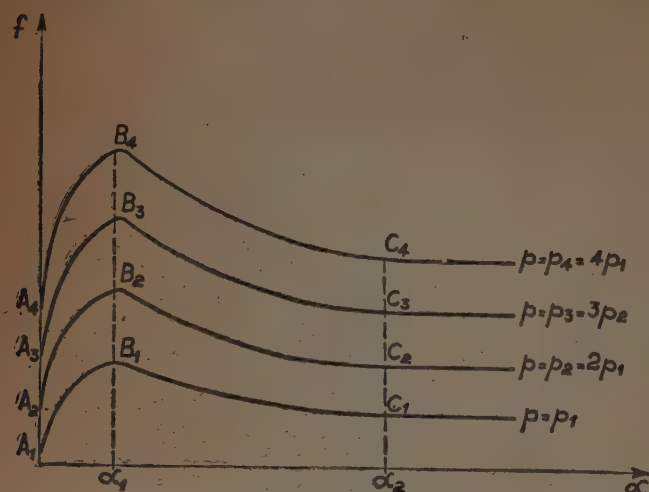


FIG. 28. — Matériau incohérent. Diagrammes de la tension de cisaillement en fonction des déplacements relatifs pour des différentes pressions.

sont d'une manière générale comprises entre les valeurs 1,30 et 1,48 (alors que la valeur théorique du rapport du coefficient de frottement physique au coefficient de frottement apparent, est  $\frac{\pi}{2} = 1,57$ ). L'angle de rotation nécessaire pour passer de la valeur maximum  $B$  à la valeur de stabilisation  $C$  est lui aussi variable suivant les matériaux et il en résulte qu'il est compris entre 0,3 et 0,5 radian, correspondant à un glissement linéaire moyen variant entre 5 et 8 cm. D'une manière générale, on peut dire que l'angle de rotation nécessaire à la stabilisation de l'effort de cisaillement est d'autant plus grand que les dimensions des particules des différents matériaux sont échelonnées sur une plus large partie de l'échelle granulométrique.

Le diagramme que nous venons d'examiner est, comme nous l'avons dit, un diagramme relatif à un essai exécuté à pression et à vitesse de déformation constante. En faisant varier la pression qui agit sur le matériau, c'est-à-dire pratiquement en variant la charge agissant sur le piston  $E$  on obtient, dans le plan  $f, \alpha$  (fig. 28) une famille de courbes d'allure semblable. Toutes ces courbes présentent approximativement leur maximum  $B_1, B_2...$  pour une même valeur  $\alpha_1$  de l'angle de rotation et elles se stabilisent en  $C_1, C_2...$  pour une même valeur  $\alpha_2$  de cet angle.

Entre les valeurs  $B_1, B_2..., C_1, C_2...$  et les pressions correspondantes pour lesquelles les différents diagrammes ont été obtenus :  $p_1, p_2...$ , on vérifie avec une bonne approximation les relations suivantes :

$$\frac{B_1}{p_1} = \frac{B_2}{p_2} \dots$$

$$\frac{C_1}{p_1} = \frac{C_2}{p_2} \dots$$

Si nous construisons donc un nouveau diagramme (fig. 29) sur lequel nous portons en abscisses les pressions agissant sur le matériau examiné  $p_1, p_2...$  et en ordonnées les tensions correspondantes de cisaillement maxima  $B_1, B_2...$  et de stabilisation  $C_1, C_2...$ , ces deux catégories de points se trouveront alignées respectivement sur deux droites  $r_1, r_2$ , passant par l'origine. Si l'on emploie la même échelle pour exprimer les efforts de cisaillement et les pressions, l'angle compris entre la droite  $r_1$  sur laquelle

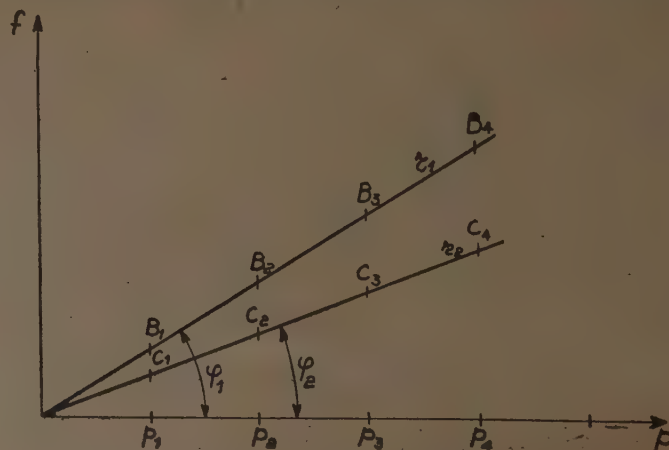


FIG. 29. — Diagrammes tensions de cisaillement-pressions.

les points B se trouvent alignés et l'axe des abscisses sera égal à l'angle de frottement maximum que nous appellerons  $\varphi_1$  tandis que l'angle compris entre la droite  $r_2$  sur laquelle les points C se trouvent alignés et l'axe des abscisses correspondra à l'angle de frottement minimum ou angle de stabilisation que nous appellerons  $\varphi_2$ . Nous avons vu que ce dernier angle tendra vers la valeur de l'angle de frottement physique  $\psi$  pour ce matériau sans toutefois l'atteindre.

La droite  $r_1$ , de même que la droite  $r_2$ , peut être considérée comme une branche de la courbe intrinsèque (telle qu'elle a été définie par M. CAQUOT) du matériau incohérent dans l'état particulier d'arrangement mutuel de ses particules pris en considération. L'autre branche de la courbe serait évidemment donnée par la droite symétrique de celle-ci par rapport à l'axe des pressions  $p$ . Pour simplifier l'expression, il nous arrivera souvent par la suite, en nous rapportant à ce diagramme, de le nommer « courbe intrinsèque » tout court.

On a voulu aussi se rendre compte directement d'une influence éventuelle de la vitesse de déformation sur la résistance au cisaillement de ces matériaux pulvérulents. On a donc modifié la machine de manière à réduire de moitié la vitesse de rotation du cylindre. Cette réduction de vitesse a été obtenue par l'application d'un mouflage M disposé entre la vis sans fin V et le câble  $K_1$  (fig. 30). On

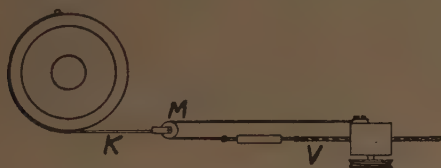


FIG. 30. — Schéma du dispositif réducteur de vitesse.

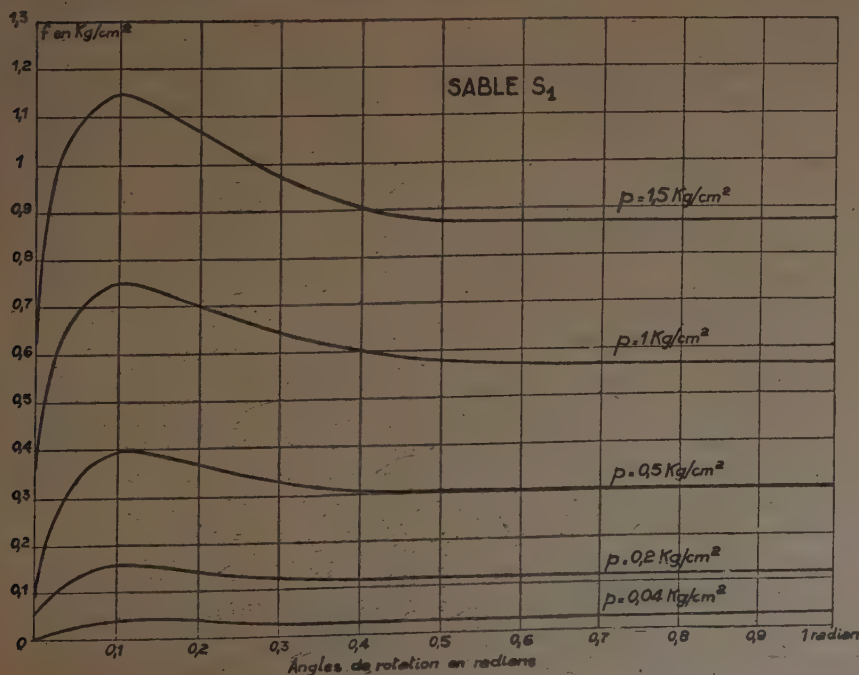


FIG. 31. — Sable  $S_1$ . Diagrammes tension de cisaillement-déformation.

a répété à cette vitesse réduite les mêmes essais précédemment exécutés à la vitesse de rotation normale sans constater toutefois aucune variation dans les valeurs des résistances au cisaillement correspondantes. Cet essai nous a confirmé, en particulier, la validité de la formule (1), reliant les tensions de cisaillement  $f$  au moment de torsion appliqué. En effet, on était arrivé à cette formule en supposant  $f$  constant sur toute la surface de cisaillement, c'est-à-dire en le considérant indépendant de la vitesse de cisaillement qui augmente linéairement avec la distance de l'axe de rotation.

Nous avons jusqu'ici exposé d'une façon générale les

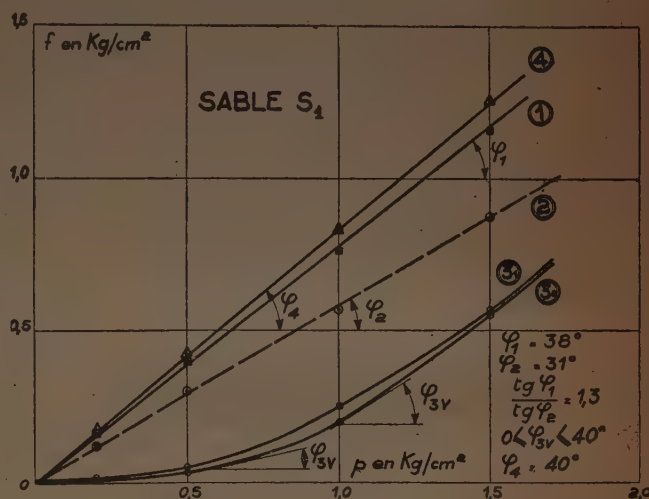
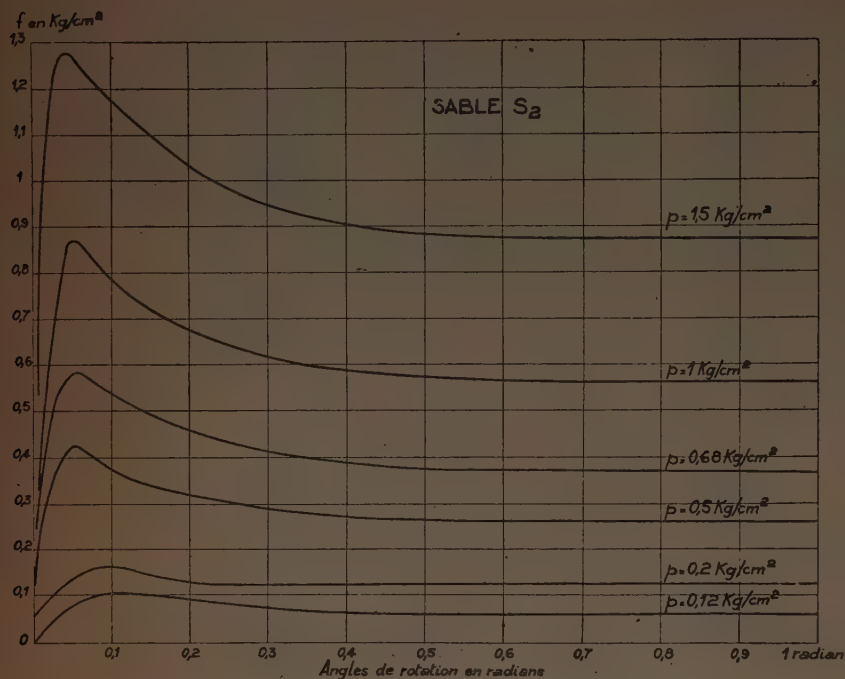
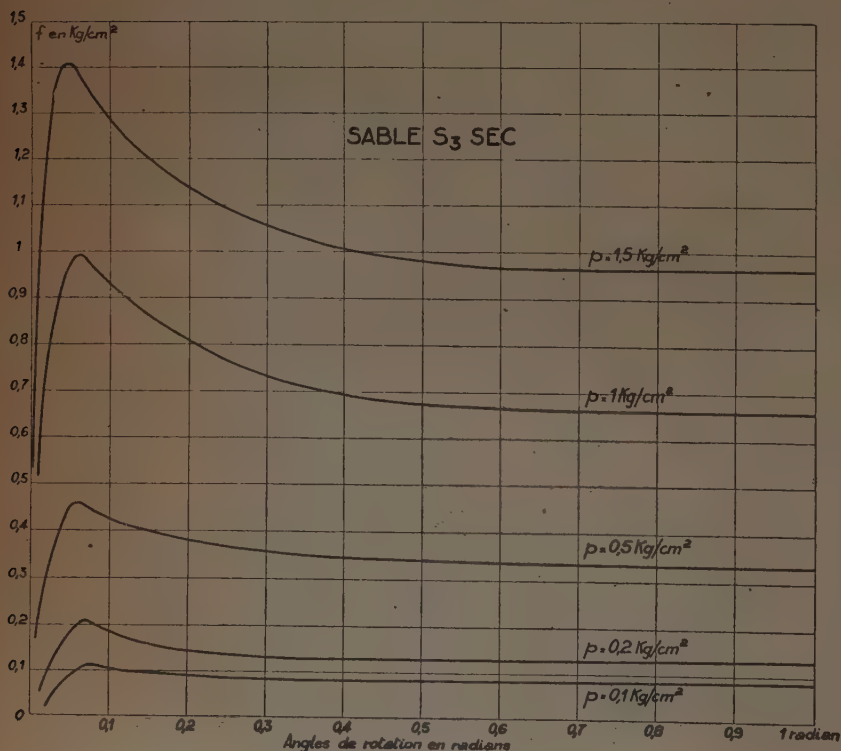


FIG. 32. — Sable  $S_1$ . Courbes intrinsèques.

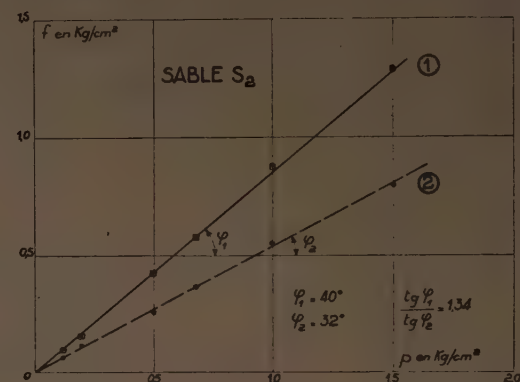
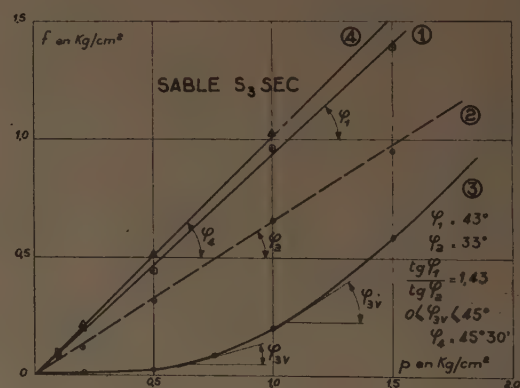
caractéristiques communes à tous les différents constituants du béton type. Nous pouvons maintenant examiner séparément les résultats obtenus pour chacun des matériaux essayés.

Sur la figure 31, on peut suivre l'évolution des tensions de cisaillement  $f$ , exprimées en kilogrammes par centimètre carré, en fonction de l'angle de rotation  $\alpha$ , exprimé en radians, dans le cas du sable  $S_1$ . Sur les différentes courbes sont marquées les pressions agissant sur le matériau, mesurées à la hauteur du plan de cisaillement moyen  $\alpha$ . Après chaque essai, la masse était entièrement remélangée de façon à opérer toujours sur un matériau ayant les mêmes caractéristiques initiales. Dans la figure 32, se rapportant toujours au même sable  $S_1$ , déduite de la figure précédente, les diagrammes 1 et 2 représentent respectivement la courbe intrinsèque du sable dans son état d'enchevêtrement maximum et minimum. Sur la même figure sont reportées les valeurs des angles de frottement interne  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  ainsi que la valeur du rapport de leurs




 FIG. 33. — Sable S<sub>2</sub>. Diagrammes tension de cisaillement-déformation.

 FIG. 35. — Sable S<sub>3</sub>. Diagrammes tension de cisaillement-déformation.

tangentes  $\text{tg } \alpha_1$ . La figure 33 et la figure 34 se rapportant au sable S<sub>2</sub> correspondent respectivement aux figures 31 et 32, relatives au sable S<sub>1</sub>. Ainsi les figures 35 et 36 se rapportent à un sable que nous appellerons S<sub>3</sub>, ayant des dimensions granulométriques comprises entre celles du sable S<sub>2</sub> et celles du gravillon G<sub>1</sub> et provenant du même tout venant.


 FIG. 34. — Sable S<sub>2</sub>. Courbes intrinsèques.

 FIG. 36. — Sable S<sub>3</sub>. Courbes intrinsèques.

Ce sable n'avait pas été prévu entre les constituants du béton type mais il nous a paru quand même intéressant de le soumettre aux essais à cause de sa granulométrie qui le place entre les sables fins et les gravillons. Nous reportons ci-dessous la granulométrie de ce sable S<sub>3</sub>.

TAMIS mm	POIDS RESTANT sur chaque tamis en %
3,15	32,7
1,6	61,5
0,8	4,6
0,4	1,0
Tamisé :	0,2

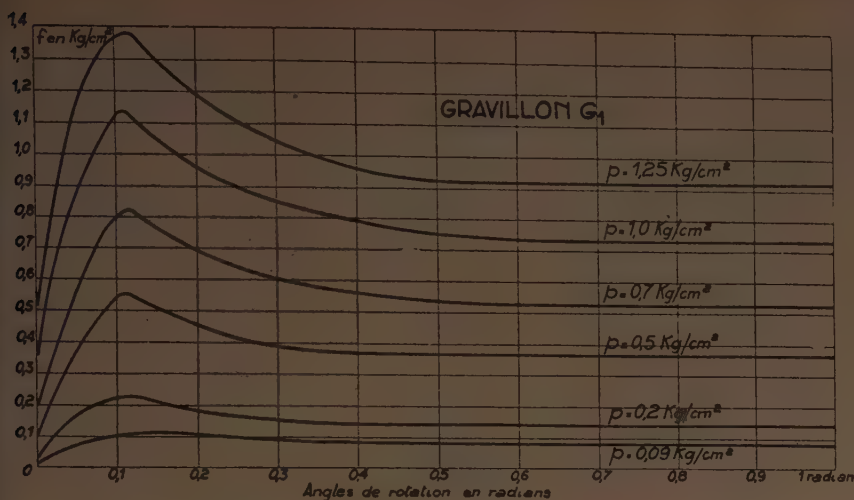


FIG. 37. — Gravillon  $G_1$ . Diagrammes tension de cisaillement-déformation.

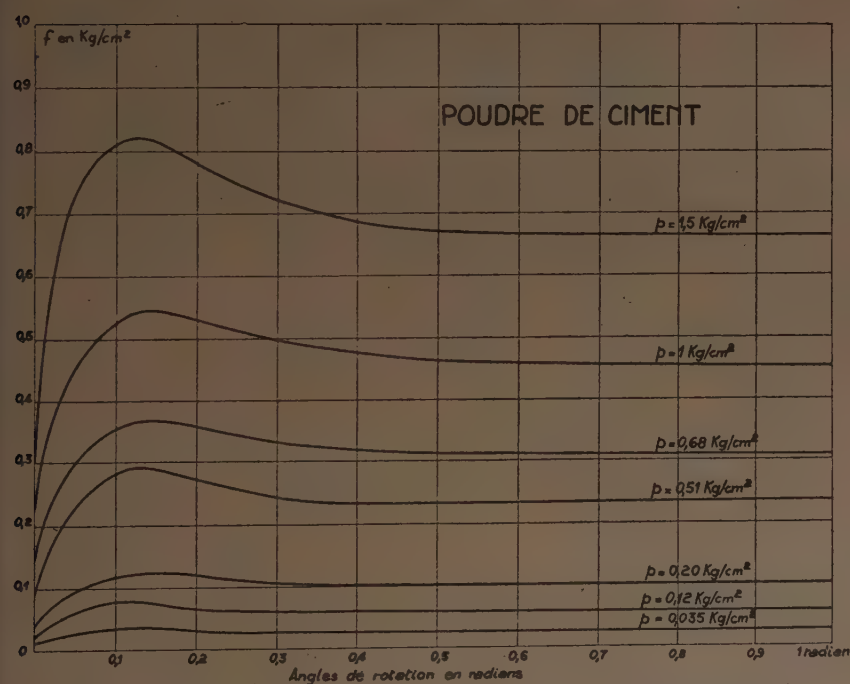


FIG. 39. — Poudre de ciment. Diagrammes tension de cisaillement-déformation.

Enfin les figures 37 et 38 se rapportent au gravillon  $G_1$  dont nous avons déjà eu l'occasion d'examiner la granulométrie.

Le comportement au cisaillement de la poudre de ciment résulte également des figures 39 et 40.

En examinant ces différents diagrammes, on constate que le coefficient de frottement interne pour des matériaux ayant les mêmes caractéristiques de forme et le même état de surface croît assez régulièrement avec les dimensions moyennes des grains des matériaux et que le

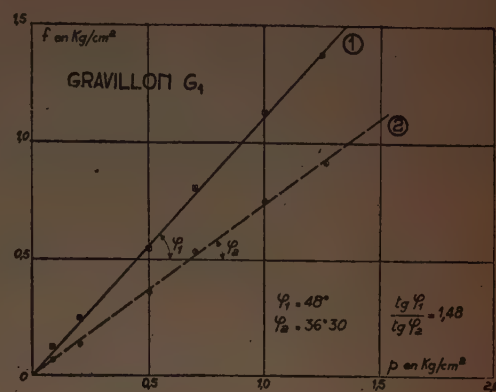


FIG. 38. — Gravillon  $G_1$ . Courbes intrinsèques.

rapport  $\frac{\lg \phi_1}{\lg \phi_2}$  va en croissant de la même façon. L'angle de rotation pour lequel l'effort de cisaillement devient maximum ne semble pas être en relation simple avec les dimensions absolues des grains mais semble plutôt dépendre de leur composition granulométrique relative.

On a aussi voulu constater quel était l'effet du mouillage sur le comportement des matériaux incohérents soumis au cisaillement. Nous reportons respectivement dans les figures 41 à 44 les résultats des essais exécutés sur le sable  $S_2$  et sur le gravillon  $G_1$ . La façon d'opérer dans ces essais était la suivante : on plaçait dans la boîte de cisaillement le matériau sec,

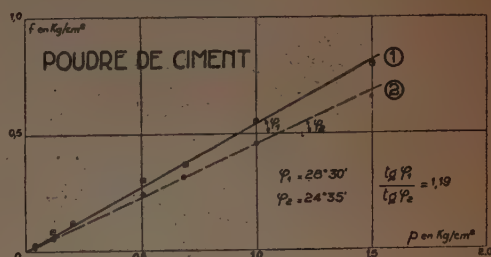


FIG. 40. — Poudre de ciment. Courbes intrinsèques.

et on le mouillait sur place jusqu'à saturation; après chaque essai on remélangeait la masse et on la mouillait à nouveau jusqu'à saturation. On constate en comparant ces diagrammes avec ceux relatifs au même matériau à l'état sec, que l'eau de mouillage a pour effet de réduire considérablement la résistance au cisaillement maxima de ces matériaux. La résistance au cisaillement minima, ou, comme nous l'avons appelé, de stabilisation, est aussi diminuée par le mouillage mais d'une manière moins sensible. Ainsi, les diagrammes tensions de cisaillement-déformations changent de forme en devenant beau-



coup plus aplatis et le rapport  $\frac{\tan \varphi_1}{\tan \varphi_2}$  prend des valeurs plus faibles.

Comme on pouvait s'y attendre l'influence du mouillage augmente avec la diminution des dimensions moyennes des particules du matériau. Ainsi, dans le cas du sable  $S_2$ ,

l'effet de mouillage réduit la valeur de  $\varphi_1$  de  $40^\circ$  à  $32^\circ$  et le rapport  $\frac{\tan \varphi_1}{\tan \varphi_2}$  de 1,34 à 1,1, tandis que dans le cas du gravillon  $G_1$ , l'angle  $\varphi_1$  est réduit seulement de  $48^\circ$  à  $44^\circ$  et le rapport  $\frac{\tan \varphi_1}{\tan \varphi_2}$  de 1,48 à 1,38.

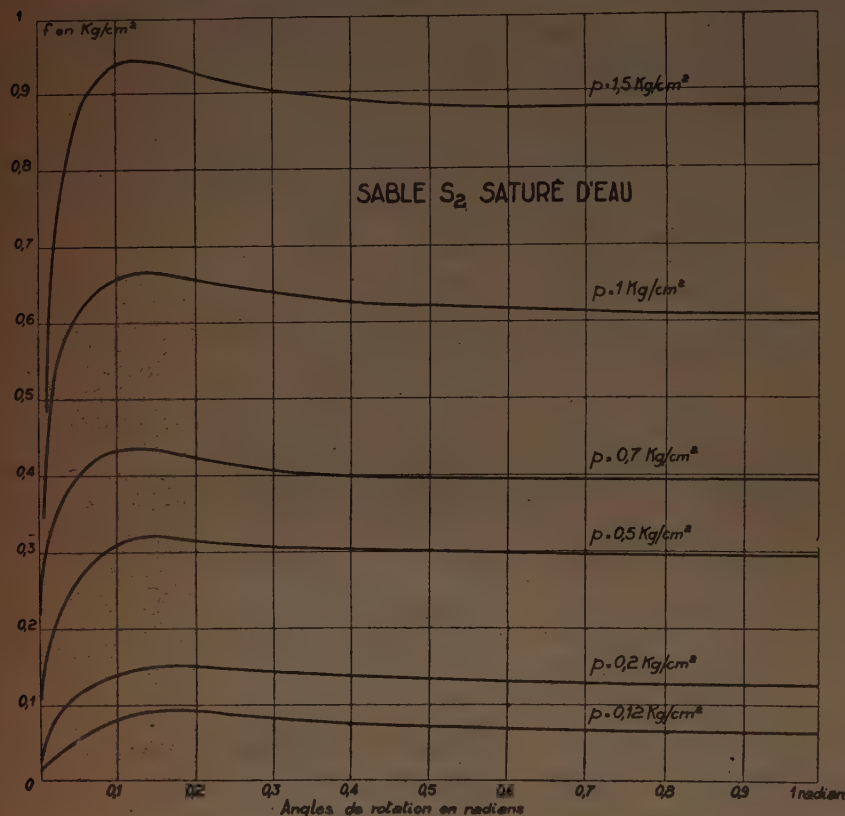


FIG. 41. — Sable  $S_2$  saturé d'eau. Diagrammes tension de cisaillement-déformation.

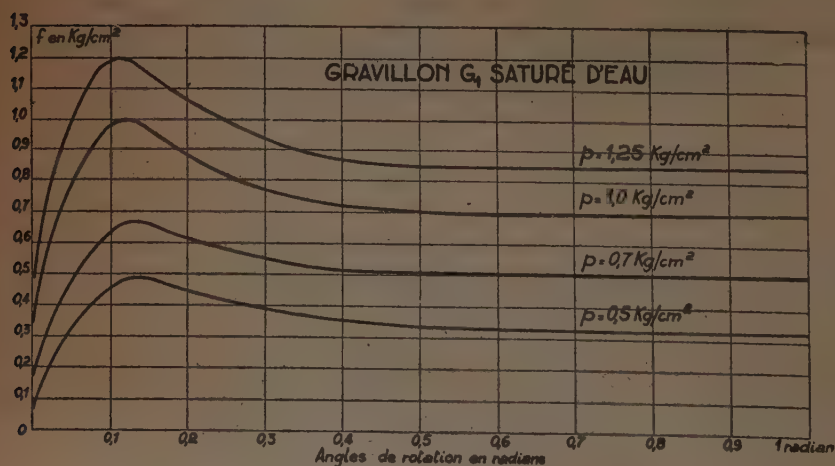


FIG. 43. — Gravillon  $G_1$  saturé d'eau. Diagrammes tension de cisaillement-déformation.

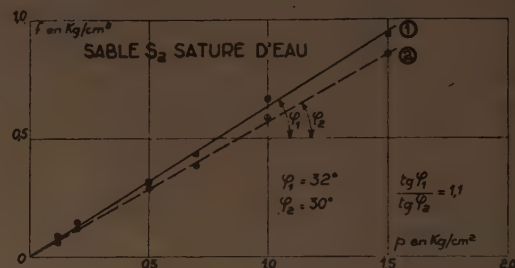


FIG. 42. — Sable  $S_2$  saturé d'eau. Diagrammes tension de cisaillement-déformation.

## 2° Mécanique interne des matériaux incohérents en état de vibration.

Nous avons pensé qu'il pouvait être avantageux de faire précéder l'étude envisagée sur la mécanique interne du béton en état de vibration par la même étude sur des matériaux à propriétés physiques plus simples et mieux connues tels que les matériaux pulvérulents.

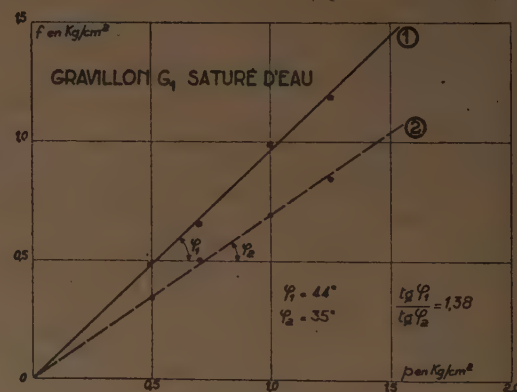


FIG. 44. — Gravillon  $G_1$  saturé d'eau. Courbes intrinsèques.

Le point essentiel de cette étude consistait dans la recherche de l'influence de la vibration sur la valeur du frottement interne de ces matériaux.

Il s'agissait d'entretenir en état de vibration pendant l'essai de cisaillement les matériaux contenus dans la machine précédemment décrite. On est arrivé à ça en fixant sur le piston E un dispositif vibrant S. Ce dispositif est constitué par un vibreur électrique Sinex type DA-3 présentant les caractéristiques suivantes :

Puissance : 250 W ;  
 Poids du vibreur : 13,705 kg ;  
 Fréquence : 3 000 t/m ;  
 Poids de la masse excentrée :  $p = 1\,300$  g ;  
 Distance du centre de gravité de la masse à l'axe de rotation :  
 $r = 31,0$  mm ;  
 Produit :  $p \cdot r = 0,040300$  kg/m ;  
 Force vibratoire =  $p \cdot r \frac{(2\pi M)^2}{60}$   

$$= \frac{1\,300}{981} \cdot 3,1 \cdot \frac{(2\pi 3\,000)^2}{60}$$

$$= 405\,000 \frac{\text{g} \cdot \text{masse cm}}{\text{s}^2}$$

La figure 45 représente une vue générale de la machine de cisaillement avec le dispositif vibrant monté,



FIG. 45. — Vue d'ensemble de la machine de cisaillement avec le dispositif vibrant monté.

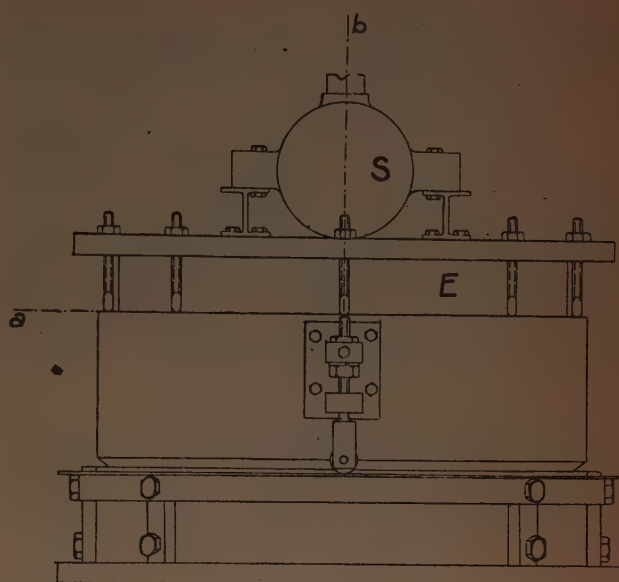
Le vibreur est relié rigidement au piston comme nous pouvons nous en rendre compte sur la figure 46 et, grâce à ce dernier, met en vibration la masse entière du matériau à essayer. Le piston ne pouvant se déplacer que verticalement, les composantes horizontales de la vibration devraient être théoriquement absorbées par la liaison axiale de la machine. En réalité, la rigidité relativement faible de cette liaison et les jeux existant entre les différentes parties sont tels que la masse se trouve soumise même à des composantes horizontales de vibration. L'amplitude de vibration qui en résulte dépend naturellement de la charge appliquée au piston. Pour une charge de 1 780 kg correspondant à une pression exercée sur le matériau de 1 kg/cm<sup>2</sup> on a enregistré, au moyen d'un vibrographe, le système de vibration suivant :

1° Composante verticale de l'amplitude de vibration du piston 0,6 mm ;

2° Composante horizontale de l'amplitude de vibration du piston dans le sens perpendiculaire à l'axe horizontal du vibreur : 0,5 mm ;

3° Composante horizontale de l'amplitude de vibration du piston dans le sens de l'axe horizontal du vibreur 0,1 mm.

L'évaluation du frottement interne du matériau pendant la vibration s'est montrée particulièrement délicate, d'une part, à cause des tassements considérables et soudains



DEMI-COUPÉ ab

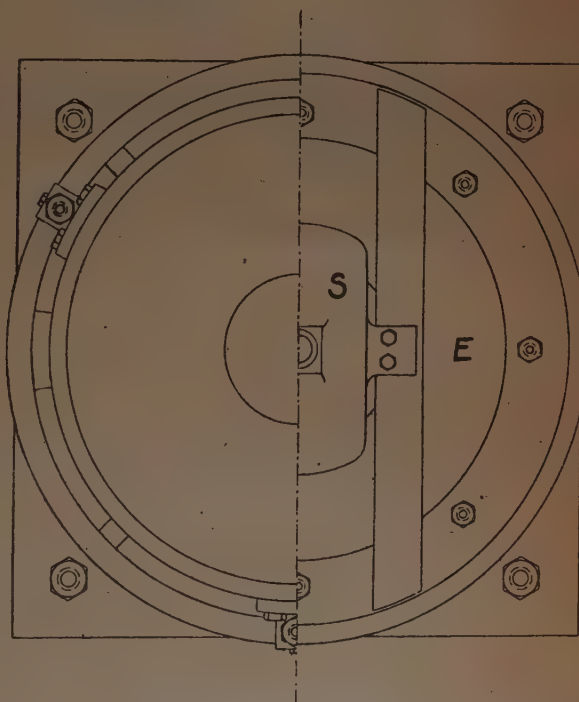


FIG. 46. — Élévation et plan de la boîte de cisaillement avec le dispositif vibrant monté.

qui se produisent au commencement de la vibration avec danger de contact direct entre la couronne métallique mobile et la couronne fixe, d'autre part, par le fait même que la diminution du frottement interne, réalisé pendant la vibration, facilite la sortie du matériau à travers l'interstice placé entre les deux couronnes, ce qui entraîne une perturbation du phénomène.



La méthode donnant les résultats les plus sûrs et les plus exacts a été la suivante : on répète avec le matériau en question un essai de torsion précédemment exécuté en se limitant à un angle de torsion tel qu'il permette le contrôle du fonctionnement normal de la machine. On met alors le vibreur en mouvement en continuant toujours à enregistrer les tensions du câble au dynamomètre. Au même instant, des opérateurs agissant sur les écrous des vis V soulèvent la couronne mobile de la boîte au fur et à mesure que le tassement dû à la vibration se produit. De cette manière, on empêche le contact direct des couronnes circulaires métalliques et on limite au minimum la sortie du matériau; après un certain temps, on arrête la vibration et on continue, sans autres précautions spéciales, l'enregistrement du phénomène.

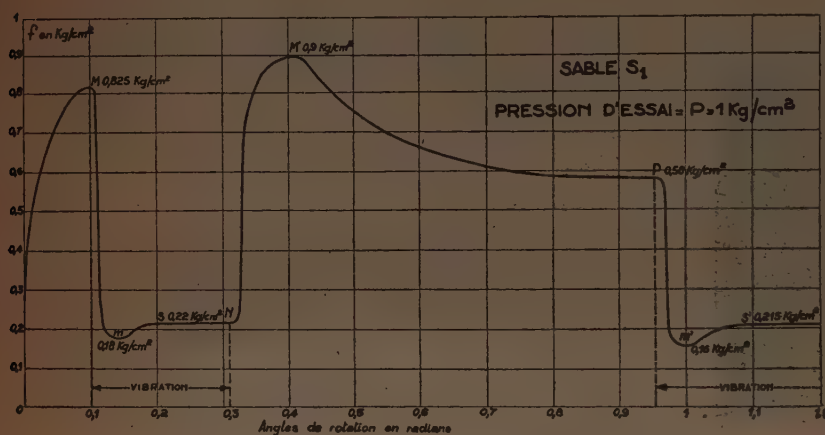


FIG. 47. — Sable  $S_1$ . Effets de la vibration sur la résistance au cisaillement.

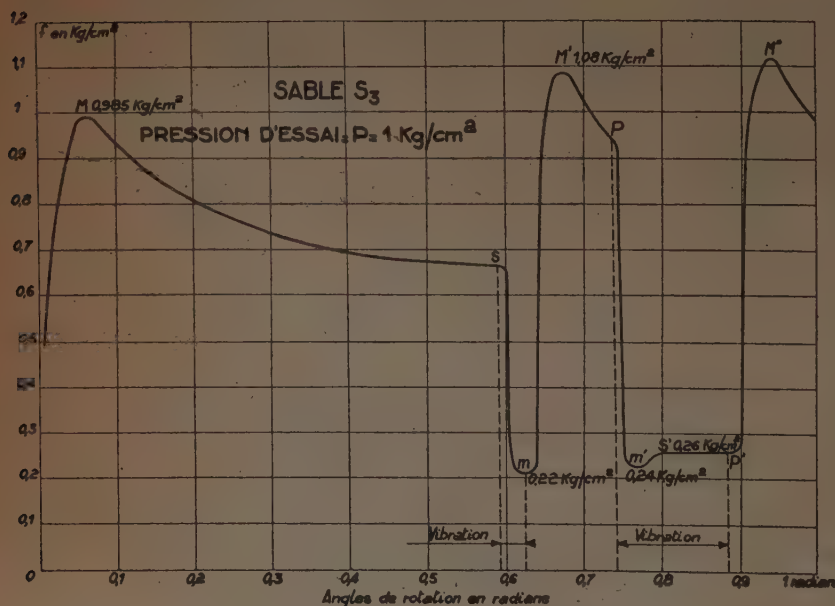


FIG. 48. — Sable  $S_3$ . Effets de la vibration sur la résistance au cisaillement.

La figure 47 reproduit un diagramme se rapportant à un essai exécuté sur du sable  $S_1$  avec une pression d'essai de  $1 \text{ kg/cm}^2$ . On a procédé à l'essai normal jusqu'à arriver au maximum de la tension de cisaillement  $f$  représenté par le point M. A cet instant, on a mis le vibreur en mouvement. La tension de cisaillement est passée soudainement de la valeur de  $0,825 \text{ kg/cm}^2$  à la valeur minima ( $m$ ) de  $0,18 \text{ kg/cm}^2$  pour remonter toujours assez rapidement et se stabiliser à la valeur ( $s$ ) de  $0,22 \text{ kg/cm}^2$ .

L'augmentation de la tension  $f$  de  $0,18$  à  $0,22 \text{ kg/cm}^2$  est évidemment due au fait qu'une augmentation de compacité intervient dans le matériau pendant cette période de vibration.

En continuant la rotation toujours avec le vibreur en marche pour un certain angle (dans notre cas  $\approx 1/10$  de radian) on a constaté que la tension  $f$  garde sensiblement la valeur atteinte  $S = 0,22 \text{ kg/cm}^2$ .

Au point N on a interrompu la vibration, on a alors noté une augmentation de la tension  $f$  qui monte rapidement à une valeur  $M'$  de  $0,9 \text{ kg/cm}^2$  plus grande que la valeur  $M$  précédemment trouvée; en continuant la rotation la tension  $f$  diminue suivant une courbe  $M'P$  analogue à la branche de courbe BC de la figure 23. Sa valeur de stabilisation  $P$  est à peu près égale à celle observée pour la même pression dans un essai sans vibration. En remettant en marche le vibreur, on a observé une chute de la tension  $f$  qui descend à des valeurs comparables à celles enregistrées pour la première mise en vibration. Le minimum  $m'$  ( $0,16 \text{ kg/cm}^2$ ) est légèrement inférieur au minimum  $m$  précédemment observé; mais la valeur de stabilisation est sensiblement égale à la valeur précédente  $s$  ( $0,22 \text{ kg/cm}^2$ ).

On a répété cet essai à différentes pressions et on s'est servi des valeurs ainsi obtenues pour tracer le diagramme 3<sub>1</sub> de la figure 32 qui peut être considéré comme la courbe intrinsèque du sable  $S_1$  en état de vibration. De même les valeurs  $M'$  ont servi à tracer le diagramme 4 de la même figure (courbe intrinsèque du matériau après vibration).

Dans la figure 48 on a reporté un autre diagramme analogue au précédent, relatif au sable précédemment examiné  $S_3$  et se rapportant à un essai exécuté toujours avec une pression d'essai de  $1 \text{ kg/cm}^2$ . Dans ce cas, on a poursuivi l'essai de cisaillement normal jusqu'à la stabilisation  $s$ ; en  $s$  on a mis le vibreur en mouvement; une fois atteint le minimum relatif  $m$  ( $0,22 \text{ kg/cm}^2$ ) on a immédiatement arrêté la vibration et on a observé une augmentation rapide de la tension  $f$  qui monte à un maximum  $M'$  ( $1,08 \text{ kg/cm}^2$ ), sensiblement plus grand que le maximum relatif  $M$  ( $0,98 \text{ kg/cm}^2$ ). On a continué la rotation pour un certain angle en obtenant la branche de courbe  $M'P$  qui

descend rapidement. En  $p$  on a mis le vibreur de nouveau en mouvement et on est descendu à un minimum relatif  $m'$ , légèrement supérieur au minimum relatif  $m$  ( $0,24 \text{ kg/cm}^2$ ), pour rejoindre ensuite une valeur de stabilisation  $s'$  ( $0,26 \text{ kg/cm}^2$ ). On a continué la vibration pour un angle de  $0,08$  radian et on l'a arrêté en  $P'$ . On est monté à un maximum relatif  $M''$  encore supérieur à  $M'$ . Ce fait est dû évidemment au temps de vibration plus long auquel le matériau s'est trouvé soumis et, en conséquence, à la plus grande compacité atteinte. A la suite d'autres essais, on a pu établir que le temps minimum de vibration nécessaire pour arriver immédiatement au maximum absolu des valeurs de  $M$  est de  $20 \text{ s}$  environ. A ce temps correspond un angle de rotation de  $0,05$  radian environ.

Cet essai aussi a été répété à différentes pressions et d'une manière analogue au cas précédent, les points  $s'$  nous ont servi à tracer le diagramme 3, et les points  $M'$  le diagramme 4 de la figure 36.

Évidemment, la plupart des valeurs que nous venons de donner sont liées aux caractéristiques de la machine et du vibreur employés dans ces essais. Cependant, on peut tirer des figures 30 et 36 des conclusions de caractère général qu'on peut étendre à tous les matériaux incohérents à frottement interne. On peut, par exemple, déduire que l'angle de frottement interne  $\varphi_4$  d'un matériau incohérent précédemment soumis à la vibration est légèrement supérieur à l'angle de frottement interne maximum  $\varphi_1$

du matériau dans son état normal; le rapport  $\frac{\text{tg } \varphi_4}{\text{tg } \varphi_1}$  semble être compris entre  $1,07$  et  $1,18$ .

Il en résulte, en outre, que la courbe intrinsèque de ces matériaux incohérents en état de vibration au lieu d'être une droite comme dans les autres cas, est une courbe ayant sa concavité tournée vers le haut et dont la tangente à l'origine est parallèle à l'axe des pressions. Si la pression augmente, cette courbe s'incurve toujours davantage jusqu'à atteindre une inclinaison proche de celle de la droite 4 (courbe intrinsèque du matériau incohérent après vibration, inclinée sur l'horizontale de l'angle  $\varphi_4$ ). Les angles de frottement interne d'un matériau en état de vibration varient donc avec les pressions de la valeur 0 à une valeur légèrement inférieure à  $\varphi_4$ .

Cela signifie que pour des pressions nulles ou pratiquement assez faibles par rapport à la puissance de vibration mise en jeu, les matériaux incohérents se comportent comme des corps à frottement interne nul, c'est-à-dire d'une façon analogue à celle des liquides visqueux. L'intensité de ce phénomène de « liquéfaction » diminue petit à petit avec l'augmentation de la pression. Si l'on dépasse une certaine pression pour une puissance de vibration donnée, il n'y a plus d'avantage et il peut même devenir désavantageux d'employer la vibration pour arriver à une diminution continue du frottement

interne. Cela ne veut pas dire qu'au delà de cette pression il n'y ait plus, au moment de la mise en vibration, une diminution du frottement interne, mais que cette diminution n'est que momentanée.

Dans la figure 49, nous cherchons à donner une représentation qualitative du phénomène. Comme d'habitude nous portons en abscisses les angles de rotation et en ordonnées les tensions de cisaillement correspondantes. La courbe 1 représente un diagramme (du type de ceux représentés dans les figures 47 et 48) relatif à un essai exécuté à une pression  $p_1$  relativement faible; on voit que la tension de cisaillement  $f$  par laquelle le matériau en état de vibration réagit à la torsion se stabilise à une valeur  $s_1$ , considérablement inférieure à la valeur maximum de la tension de cisaillement sans vibration  $M_1$ .

Examinons maintenant le diagramme II relatif à un essai exécuté à une pression beaucoup plus élevée ( $P_2 \cong 3p_1$ ). Dès la mise en marche du vibreur, on note une diminution considérable et presque instantanée de la tension  $f$

qui arrive à un minimum  $m_2$  tel que le rapport  $\frac{M_2}{m_2}$  n'est pas

très différent du rapport  $\frac{M_1}{m_1}$  relatif au diagramme I. Mais

la pression élevée à laquelle le matériau se trouve soumis profite de cette diminution initiale de frottement interne pour agir sur la masse de telle sorte qu'elle en augmente rapidement la compacité. Cette augmentation de compacité est suivie immédiatement par une augmentation considérable du frottement interne de manière que la tension  $f$  arrive à une valeur de stabilisation  $s_2$  supérieure au maximum  $M_2$  de la tension de cisaillement sans vibration. Si l'on fait cesser la vibration, la tension  $f$  augmente encore

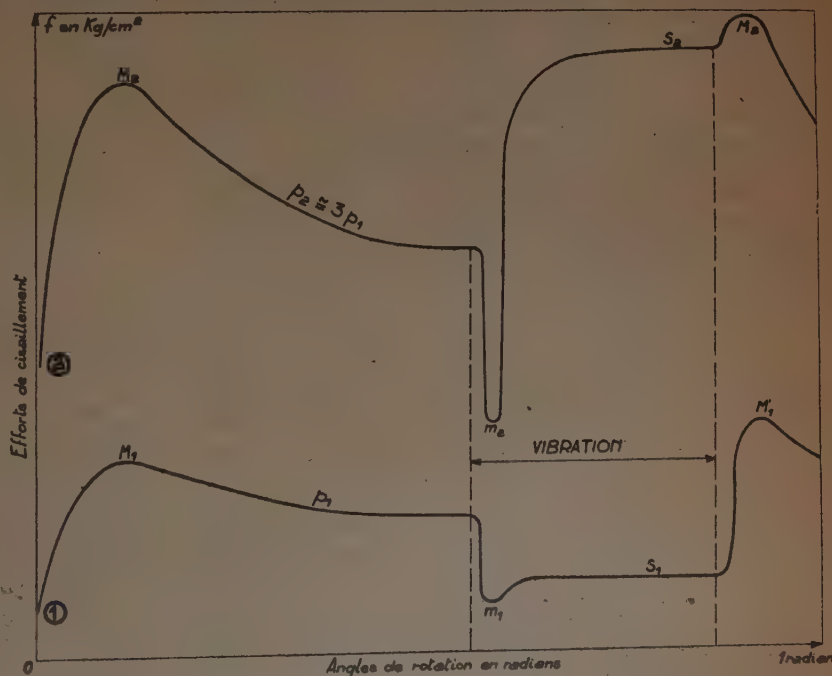


FIG. 49. — Représentation qualitative des effets de la vibration sur la résistance au cisaillement pour un matériau incohérent à des différentes pressions.



et atteint son maximum absolu  $M'_2$ ; le rapport  $\frac{M'_2}{M'_1}$  est encore sensiblement égal au rapport  $\frac{M'_1}{M_1}$  tandis que le rapport  $\frac{M'_2}{s_2}$  devient évidemment beaucoup plus faible que le rapport  $\frac{M'_1}{s_1}$ .

On peut en déduire que s'il est suffisant d'obtenir une diminution momentanée du frottement interne (pour tasser des matériaux incohérents par exemple), il peut être avantageux d'opérer avec des pressions assez élevées par rapport à la puissance unitaire de vibration mise en jeu; mais, dans le cas où l'on veut obtenir une diminution continue du frottement interne qui dure pendant tout le temps de vibration, on perd tout avantage et il peut même devenir nuisible de vibrer si, pour une puissance unitaire de vibration donnée, la pression dépasse une certaine limite.

Une autre confirmation intéressante de l'analogie entre le comportement mécanique des matériaux incohérents en état de vibration et le comportement d'un liquide visqueux soumis à des efforts de cisaillement provient du fait suivant: Nous avons vu au paragraphe (E,I) que la résistance au cisaillement d'un matériau incohérent peut être considérée comme indépendante de la vitesse à laquelle la déformation est effectuée. Nous avons essayé de changer la vitesse de déformation dans les essais de cisaillement

sur les mêmes matériaux incohérents en état de vibration et nous avons pu constater que, dans ce cas, cette variation a au contraire une influence sensible sur la résistance au cisaillement dans le sens que cette dernière augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation.

Dans la figure 32, près de la courbe intrinsèque  $3_1$  se rapportant à un essai exécuté sur du sable  $S_1$  à la vitesse de déformation normale, nous reportons la courbe  $3_2$  analogue à la précédente mais relative à un essai exécuté à une vitesse de déformation égale à la moitié de la vitesse de déformation précédente. On peut constater que, surtout pour les basses pressions, on arrive à des différences sensibles dans les valeurs des tensions de cisaillement  $f$ . Or nous avons vu que c'est une caractéristique des matériaux à déformation visqueuse le fait que la résistance opposée au cisaillement dépende de la vitesse de déformation. On arrive à la même conclusion en observant qu'en arrêtant le mouvement de rotation de la machine les tensions de cisaillement tombent, presque immédiatement à 0 si le vibreur est en marche, tandis qu'ils ne changent sensiblement pas dans les essais faits sans vibration.

Cette influence de la vitesse de déformation sur la résistance au cisaillement peut faire penser que l'emploi de la formule (1) n'est plus justifié dans le cas d'un matériau en état de vibration. En réalité, les variations que pour ce fait on peut rencontrer dans le calcul de la tension moyenne de cisaillement, sont d'un ordre de grandeur inférieur à la précision de la machine.

## F. — ESSAIS SUR LE BÉTON TYPE

### 1° Caractéristiques du béton type employé dans les essais. Détermination de sa courbe granulométrique.

Avec les agrégats  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $G_1$  et  $G_2$ , et le ciment C dont nous avons déjà donné la granulométrie, et dont nous avons étudié séparément les propriétés mécaniques, on a composé le béton destiné à tous les essais que nous allons relater.

L'étude granulométrique de ce béton a été faite selon la méthode FAURY.

Le dosage de ciment qu'on avait prévu d'employer était de 300 kg/m<sup>3</sup>. On a supposé que ce béton devait être mis en place en masse indéfinie, c'est-à-dire on a pris le rapport  $\frac{D}{R}$ , entre la dimension maxima D du gravillon et le rayon moyen R du moule, égal à 0. Comme on peut constater de l'examen de la granulométrie du gravillon G, la dimension maxima de l'agrégat est de 2,5 cm environ. On a aussi supposé que le béton devait être mis en place à la consistance ferme avec un serrage soigné. De cette façon, dans la formule qui donne l'ordonnée B du point de brisure de la courbe granulométrique de référence selon FAURY:  $Y \frac{D}{2} = A + 17 \sqrt{D}$ , le terme A prend la valeur

de 28; on trouve ainsi pour  $Y \frac{D}{2}$  la valeur de 60,37 % du volume total du béton. En connaissant les valeurs des indices pondéraux de chaque élément:

ÉLÉMENTS	INDICES PONDÉRAUX
$S_1$ .....	0,788
$S_2$ .....	0,701
$G_1$ .....	0,282
$G_2$ .....	0,782

il est donc possible de déterminer les quantités de chacun de ces constituants de manière que l'allure de la courbe granulométrique proposée pour le béton soit le plus proche possible de la courbe de référence (fig. 50). En connaissant les poids spécifiques absolus et apparents des différents composants, on peut déterminer leurs volumes nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton:

CONSTITUANTS	INDICES pour 1 m <sup>3</sup> de béton
$S_1$ .....	109,50
$S_2$ .....	290,6
$G_1$ .....	160,5
$G_2$ .....	731,2

La quantité d'eau de gâchage a été déterminée de façon à obtenir un béton à résistance maximum à 28 j. D'après les diagrammes  $R_1$  et  $R_2$  de la figure 3 (en faisant la moyenne entre la quantité d'eau qui donne la résistance maximum pour des bétons vibrés et des bétons damés) cette quantité est de 16,5 %, c'est-à-dire de 165 l/m<sup>3</sup>. A cette quantité d'eau correspond un rapport  $\frac{E}{C} = 0,55$ .

Le ciment employé était, comme nous avons déjà dit, du ciment artificiel Portland.

De ce ciment nous avons donné au paragraphe E, I les caractéristiques granulométriques, en voici les autres :

- Eau nécessaire pour hydrater 500 g de ciment : 122 g;
- Durée de prise: début : 1,25 h  
fin : 3,05 h
- Résistance mécanique (Essais AFNOR) du mortier normal (une partie de ciment, trois parties de sable normal de Leucate).

Compression à 2 j .....	227	kg/cm <sup>2</sup>
à 7 j .....	371	—
à 28 j .....	453	—
Traction à 2 j .....	19,3	—
à 7 j .....	26,7	—
à 28 j .....	31,4	—

## 2° Détermination de l'angle de frottement interne et de la cohésion du béton.

Avec ce béton on a exécuté un nombre considérable d'essais à la boîte de cisaillement; la manière de procéder a été la même que celle employée dans les essais

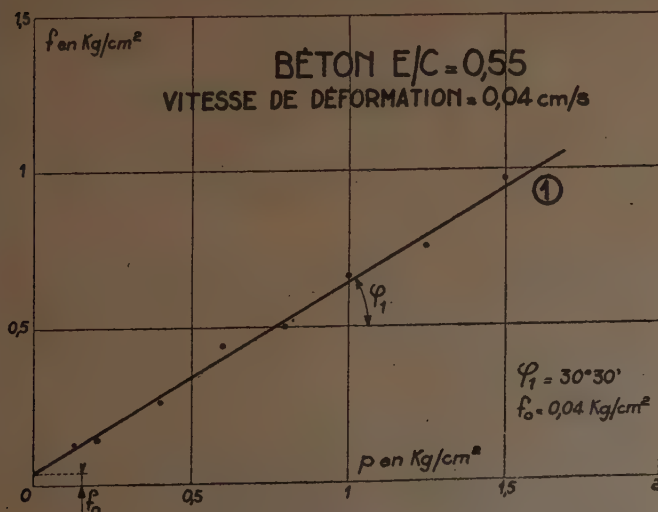


FIG. 51. — Béton type  $\frac{E}{C} = 0,55$ . Diagramme tension de cisaillement.

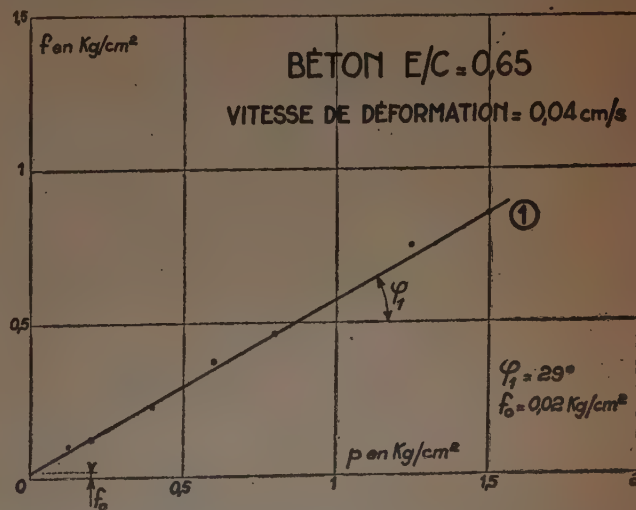


FIG. 52. — Béton type  $\frac{E}{C} = 0,65$ . Diagramme tension de cisaillement.

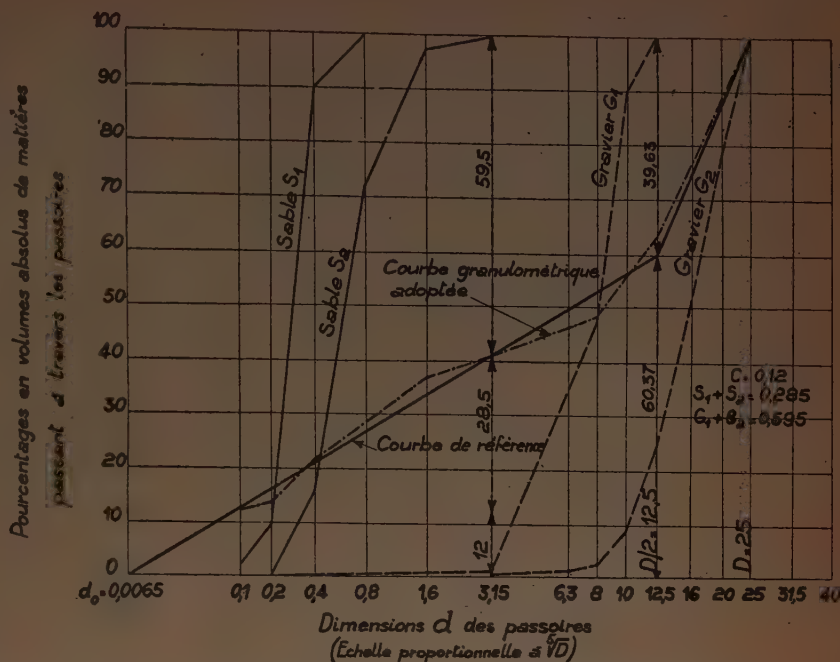


FIG. 50. — Courbe granulométrique du béton-type (méthode FAURY).

sur les matériaux incohérents. La vitesse de rotation employée était celle normale de  $\sim 0,4$  cm/s, les pressions employées ont varié dans des limites assez larges (de 0,13 à 1,5 kg/cm<sup>2</sup>). Sur la figure 51 nous reportons le diagramme interprétant tous ces essais. Chaque point de ce diagramme représente la moyenne des résultats de trois essais différents.

Comme on le voit, contrairement aux matériaux pulvérulents, le béton présente une cohésion sensible, ici 0,05 kg/cm<sup>2</sup>; l'angle de frottement interne est dans notre cas de 30°30'. Les variations de la résistance au cisaillement en fonction de la vitesse de déformation ne sont pas



très sensibles pour des bétons plutôt secs (consistance de la terre humide) comme celui dont il s'agit ici. En réduisant de moitié la vitesse de déformation, les variations de la résistance au cisaillement sont inférieures à la précision de la machine; pour des vitesses de déformations nulles, les résistances au cisaillement diminuent environ de 10 % par rapport au résultat des essais faits à vitesse de déformation normale.

Si, toutes choses égales d'ailleurs, on augmente la quantité d'eau de gâchage, on constate des variations considérables pour les valeurs des cohésions, négligeables au contraire pour les valeurs des frottements internes. Dans les limites auxquelles nos recherches se sont étendues ( $0,45 \leq \frac{E}{C} \leq 0,65$ ) les frottements internes diminuent

d'une manière continue avec l'augmentation de la quantité d'eau de gâchage tandis que la cohésion présente un maximum. Ce maximum se vérifie dans notre cas pour une valeur de  $\frac{E}{C} = 0,52$ , et atteint une valeur de  $0,07 \text{ kg/cm}^2$ .

Malheureusement, la sensibilité de la machine est assez limitée dans le champ des faibles pressions, les plus intéressantes en pratique. Pour cette raison, on ne peut arriver à la connaissance des valeurs de la cohésion que par extrapolation du diagramme. L'alignement satisfaisant des points dans le champ des pressions plus hautes semble cependant confirmer les hypothèses générales précédemment exposées et, par conséquent, rendre légitime cette manière de procéder. En outre, puisque le récipient contenant le béton n'est pas à fermeture hermétique, les essais exécutés sur des bétons assez fluides deviennent peu probants, puisque, dès qu'on exerce une certaine pression, on constate des pertes d'eau de gâchage. Pour cette raison, on s'est limité à faire des essais avec des bétons assez secs. Les faits les plus intéressants que ces essais nous ont permis d'établir sont les suivants :

1° Pour des bétons à composition normale d'agréments roulés et à la consistance de la terre humide, l'ordre de grandeur de l'angle de frottement interne est de  $30^\circ$  environ, l'ordre de grandeur de la cohésion est de  $0,05 \text{ kg/cm}^2$ .

2° La variation de la quantité d'eau de gâchage influe assez faiblement sur les valeurs du frottement interne. Ceci dépend probablement du fait que des pressions relativement faibles suffisent à porter en contact direct les particules solides du béton de manière à ce que la fonction de l'eau semble se réduire à celle d'une lubrification plus ou moins abondante.

3° La valeur de la cohésion varie au contraire considérablement avec la quantité d'eau et présente un maximum assez bien défini.

3° Effets de la vibration sur les caractéristiques mécaniques des bétons frais.

Des essais analogues à ceux dont nous avons eu l'occasion de parler à propos des différents constituants ont été exécutés sur le béton type dans le but d'étudier l'influence de la vibration sur ses caractéristiques mécaniques. Déjà nous avons vu comment la vibration porte à des dimi-

nutions considérables du frottement interne dans les matériaux pulvérulents (en particulier pour les sables essayés  $S_1 - S_3$ ) et comment ce frottement interne arrive à des valeurs pratiquement nulles quand, pour une puissance unitaire donnée de vibration, la pression d'essai est suffisamment faible. Un phénomène semblable et présentant même des caractères plus évidents a été constaté en soumettant le béton type à la vibration.

Nous avons eu l'occasion et nous l'aurons par la suite de résumer dans le mot *liquéfaction* ou *fluidification* les modifications qui interviennent dans la mécanique interne du béton pendant la vibration. Je pense qu'il peut être utile d'éclaircir l'analogie qui existe entre le comportement mécanique d'un matériau incohérent en état de vibration et le comportement mécanique d'un liquide, en nous arrêtant sur quelques considérations de caractère général.

Il arrive souvent d'entendre, par analogies, certaines relations et correspondances ayant un caractère purement formel et ne possédant pas de signification physique réelle, qu'il peut être commode d'introduire entre des phénomènes inconnus et difficilement expérimentables et d'autres phénomènes mieux connus et plus facilement expérimentables. Telles sont, par exemple, les analogies qui réduisent l'étude de la torsion d'un solide à l'étude du mouvement rotatif d'un liquide ou à l'étude de la déformation d'une membrane élastique, ou, encore, à l'étude de la forme géométrique d'un tas de sable en des conditions déterminées. Contrairement à celles-ci, l'analogie qui nous intéresse, introduite et exposée il y a quelques années par M. L'HERMITE, se base sur des raisons physiques bien définies. Nous en développerons ici quelques aspects fondamentaux, nécessaires à une bonne compréhension du phénomène.

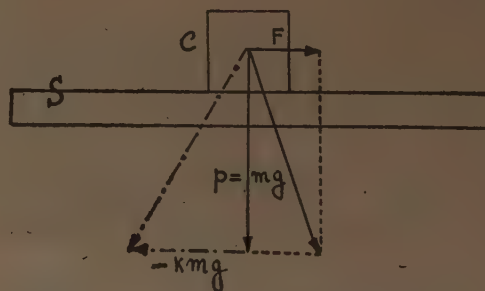


FIG. 53. — Schéma de dispositif vibrant.

Considérons un corps quelconque, par exemple, un cube C de masse  $m$ , appuyé sur une surface S (fig. 53). Imaginons qu'au cube soit appliquée, outre son poids  $p = mg$ , une force horizontale  $F$ . Appelons  $k$  le coefficient de frottement existant entre le cube et la surface S. Supposons que  $|F| \ll |k \cdot mg|$  où  $k \cdot mg$  représente la résistance de frottement qui vient s'opposer au mouvement du cube; cela signifie que le cube se trouve dans une position d'équilibre. Supposons maintenant que la table est animée d'un mouvement vibratoire à direction verticale et d'équation

$$Y = -a \cos \omega t$$

où

$a$  = amplitude de vibration;  
 $\omega$  = vitesse angulaire;  
 $Y$  = déplacement vertical;  
 $t$  = temps.

En dérivant, on aura :

$$\frac{dY}{dt} = v = a\omega \sin \omega t.$$

En dérivant encore :

$$\frac{d^2Y}{dt^2} = \text{acc} = a\omega^2 \cos \omega t$$

où  $v$  = vitesse et  $\text{acc}$  = accélération de la surface vibrante (fig. 54). Cette représentation analytique particulière nous a été dictée par la commodité d'avoir au commencement du phénomène des vitesses nulles et des accélérations positives. Nous considérons positives les accélérations de la table dirigées vers le haut, c'est-à-dire les accélérations qui augmentent la valeur de la réaction entre le cube et la surface vibrante. La valeur de cette réaction sera donc donnée par la fonction  $A = g + a\omega^2 \cos \omega t$ . Deux cas particuliers peuvent se présenter :

$$1^\circ \quad |\text{acc}_{\max}| = |a\omega^2| > |g|.$$

Il y aura donc des moments dans lesquels le cube se trouvera détaché de la surface vibrante.

$$2^\circ \quad |\text{acc}_{\max}| = |a\omega^2| < |g|.$$

Le cube restera donc toujours appuyé à la surface.

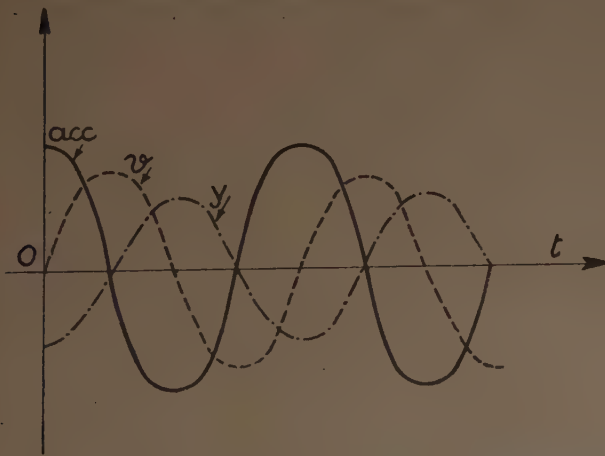


FIG. 54. — Diagrammes en fonction du temps des déplacements (Y), des vitesses (v) et des accélérations (acc) de la surface vibrante S.

Dans le premier cas, le diagramme de la réaction sera donné par la figure 55 où les traits BC, B'C'... représenteraient la période de temps pendant laquelle la réaction est nulle. En réalité, des phénomènes de choc viendraient en ce cas compliquer considérablement l'allure du diagramme. On peut cependant dire que dans un tel cas des forces horizontales, si petites soient-elles, produiraient la translation du cube. Cette translation aurait lieu, à surface immobile, seulement dans le cas d'annulation totale du coefficient de frottement entre cube et surface S.

Dans le deuxième cas, le diagramme représentatif de la fonction A est donné par la figure 56. Dans ce diagramme, les intersections BC, B', C'... de la sinusoïde avec la droite  $A = \frac{F}{km}$  délimitent les périodes dans lesquelles le cube est soumis à des accélérations de translation horizontale.

Pour que le mouvement translatore s'effectue à surface immobile, il est nécessaire que  $|F| \geq |kmg|$ ; pour que ce mouvement s'effectue à surface S en vibration, il suffit que  $|F| \geq |km(g - a\omega^2)|$ .

Pour que le mouvement translatore ait lieu à surface immobile sous une force horizontale F égale à celle pour laquelle le mouvement a lieu dans le cas de surface en vibration, il serait donc nécessaire que le coefficient de frottement k diminue jusqu'à atteindre une valeur fictive  $k'$  telle que :

$$\frac{k'}{k} = \frac{g - a\omega^2}{g} = 1 - \frac{a\omega^2}{g}, \quad \text{d'où} \quad k' = k \left( 1 - \frac{a\omega^2}{g} \right).$$

Dans ce sens, on peut dire que la mise en vibration correspond à une diminution du frottement interne entre

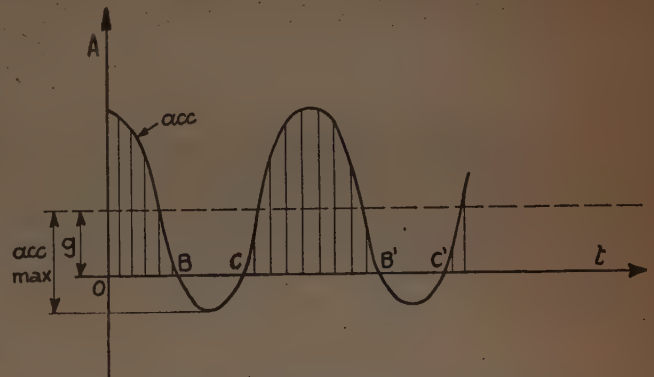


FIG. 55. — Diagramme de la réaction cube-surface vibrante ( $\text{acc}_{\max} g$ ).

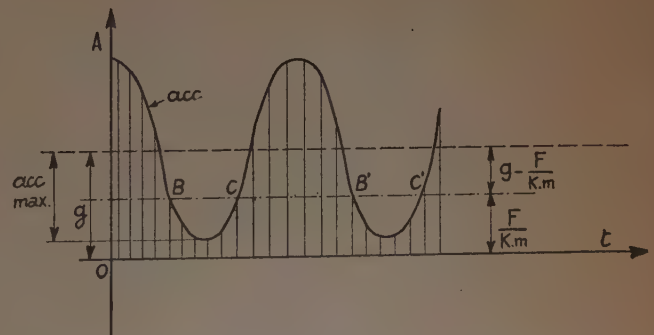


FIG. 56. — Diagramme de la réaction cube-surface vibrante ( $\text{acc}_{\max} g$ ).

les deux corps en contact et donc parler de *fluidification*. En réalité, ce qui produit la fluidification dans un matériau incohérent est l'agitation des particules entretenue



par la vibration; à cette agitation on peut faire correspondre, dans l'exemple que nous venons de proposer, la vitesse moyenne de translation du cube pendant la vibration. Un indice de l'entité de la fluidification, plus intéressant

que le rapport  $\frac{K'}{K}$  pourrait donc être donné par l'expression de la vitesse moyenne de translation du cube sous une force horizontale  $F$  ( $Km(g - a^2) \leq F \leq Kmg$ ). Le calcul de cette vitesse moyenne en fonction des caractéristiques de la vibration comporte cependant des développements mathématiques assez compliqués sur lesquels il n'est pas opportun de nous arrêter ici. Comme indice plus simple, même s'il est moins exact, de l'intensité de

cette fluidification, on peut considérer le rapport :  $\frac{\Delta}{T}$  entre l'intervalle de temps  $\Delta t = BC$  (fig. 56) pendant lequel le cube se trouve soumis à des accélérations horizontales positives et la période  $T$  du mouvement de vibration.

On peut écrire pour ce rapport :

$$\frac{\Delta T}{T} = \frac{1}{2} - \frac{1}{\pi} \arcsin \frac{g - \frac{F}{km}}{a\omega^2}.$$

On voit comment la « fluidification » croît selon une fonction trigonométrique avec l'augmentation de l'amplitude et de la fréquence de vibration. Cette dernière paraît élevée au carré.

La diminution de frottement interne obtenue expérimentalement en soumettant aux essais habituels de résistance au cisaillement le béton type en état de vibration est exprimée par le diagramme V de la figure 57. Comme on l'a déjà vu à propos de matériaux pulvérulents, ce diagramme, qui peut être considéré comme la courbe intrin-

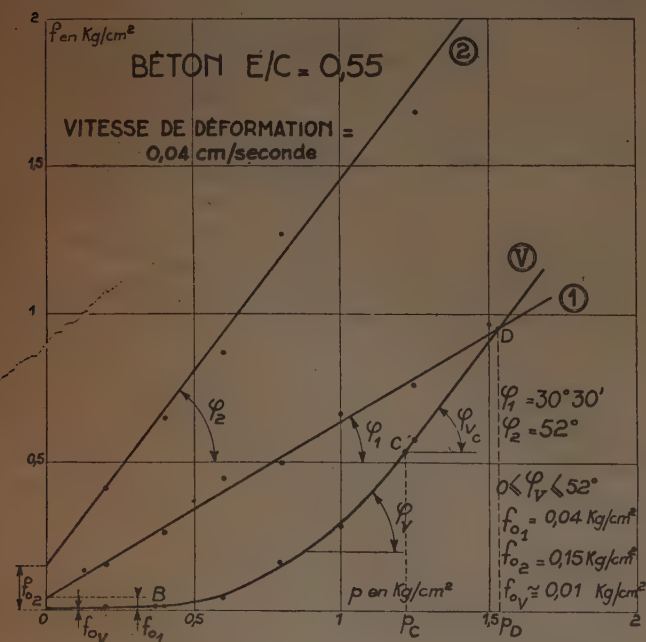


FIG. 57. — Béton type  $\frac{E}{C} = 0,55$ . Diagrammes tension de cisaillement-pression relatifs à des essais exécutés avant, pendant et après vibration.

sèque du béton en état de vibration, se présente sous la forme d'une courbe ayant la concavité vers le haut.

Dans le cas du béton, il est facile de distinguer dans cette courbe trois parties ayant des caractéristiques différentes. La première partie est constituée par le segment OB. Ce segment a une allure presque parallèle à l'axe des abscisses  $p$  à une distance  $f_r$  de l'ordre de grandeur de  $1/100$  de  $\text{kg/cm}^2$ . Dans cette partie de la courbe, on peut considérer nul le frottement interne du béton, c'est-à-dire on peut considérer sa masse complètement liquéfiée. La résistance au cisaillement  $f_m$  peut être considérée comme la force unitaire avec laquelle le béton liquéfié mais fortement visqueux s'oppose à la déformation imposée à la vitesse de  $0,04$  cm/s. On peut penser que la faible pente de la partie OB de la courbe est déterminée par une augmentation de la viscosité du béton due à l'augmentation de la pression. Cette augmentation de viscosité avec la diminution de la mobilité des particules peut être mise en relation (dans le cadre de l'analogie avec le liquide visqueux) avec l'augmentation de viscosité constatée dans un liquide en diminuant la température. La diminution de température implique justement une diminution de l'agitation moléculaire du liquide en question.

A la partie OB suit une partie BC à dérivée seconde positive. Le point B correspond à la pression pour laquelle dans le mélange vibré commence à paraître un certain frottement interne. La valeur de ce frottement interne augmente rapidement le long de la courbe BC et vient se stabiliser au point C pour une valeur de la pression  $p_c \cong 1,2 \text{ kg/cm}^2$ . L'angle de frottement interne de stabilisation qui en résulte  $\varphi_{vc}$  est considérablement plus grand que l'angle de frottement interne  $\varphi_1$ . Cela signifie qu'il existera une certaine pression  $P_D = 1,53 \text{ kg/cm}^2$  au delà de laquelle la résistance au cisaillement d'un béton en état de vibration sera plus grande que la résistance au cisaillement correspondante d'un béton dans son état normal. On a déjà vu, à propos de l'étude relative aux matériaux pulvérulents, comment on doit interpréter ce phénomène. A partir du point C, la courbe continue avec une allure rectiligne.

La courbe OBCD a été déterminée en calculant les tensions de cisaillement  $f$  avec la formule habituelle (1). L'emploi de cette formule n'est pas tout à fait légitime pour la première partie de la courbe. En effet, dans cette partie, les efforts au cisaillement dépendent considérablement des vitesses de déformation. Un calcul rapide permet cependant de voir que, dans ce cas aussi, les variations de la valeur moyenne de  $f$ , qui peuvent avoir lieu, sont du même ordre de grandeur que la précision de la machine.

#### 4<sup>o</sup> Caractéristiques mécaniques du béton après vibration. Détermination de sa courbe intrinsèque complète.

Passons maintenant à l'étude des caractéristiques mécaniques d'un béton qui a subi un certain temps de vibration. Les essais exécutés toujours sur le béton type à la vitesse de déformation normale nous ont conduits à la construction du diagramme 2 (fig. 57). Ces essais ont été conduits de la même façon que les essais correspondants concernant les matériaux pulvérulents : c'est-à-dire on a considéré les tensions de cisaillement maxima obtenues.

nues pour chaque pression d'essai. Le temps de vibration du béton était de 15 s; les essais exécutés pour un temps de vibration plus grand (30 s) ont conduit à des résultats sensiblement égaux.

Comme on voit, en comparant ce diagramme à celui précédemment obtenu pour le même béton à son état naturel, la vibration conduit dans des bétons plutôt secs à une augmentation considérable de la cohésion et du frottement interne. La valeur de la cohésion passe pour notre béton type de 0,05 à 0,15 kg/cm<sup>2</sup>, la valeur de l'angle de frottement interne passe de 30°30' à 52°. Cette augmentation de la cohésion et du frottement interne d'un béton après vibration, est un fait de toute première importance pratique. C'est la raison qui nous permet de démouler immédiatement des pièces préfabriquées en béton vibré sans attendre leur durcissement et sans courir le danger de les voir se déformer sous l'action de leur propre poids et sous l'action de forces extérieures, faute de résistance mécanique.

C'est justement l'importance considérable acquise dans la préfabrication par la résistance mécanique du béton frais qui nous a poussés à déterminer d'une manière plus complète la courbe intrinsèque d'un béton vibré, en étendant la recherche au champ des tensions.

Pour cela, un certain nombre d'essais de résistance à la compression et à la traction sur du béton vibré ont été exécutés. Les éprouvettes employées dans ces essais

étaient des éprouvettes « champignon » dont les dimensions sont données sur la figure 58. Tous ces essais ont été exécutés à des vitesses de déformation imposées et égales à peu près à la vitesse de déformation de la machine de cisaillement (quelques centièmes de centimètres à la seconde). La dispersion des résultats de ces essais a été considérable surtout pour les essais de traction, particu-

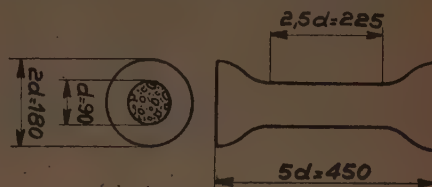


FIG. 58. — Éprouvettes « Champignon ».

lièrement délicats. La valeur de la résistance à la compression obtenue en faisant la moyenne de dix essais a porté à une valeur de 0,93 kg/cm<sup>2</sup> contre les 0,85 kg/cm<sup>2</sup> obtenus par le cercle de MOHR en partant du diagramme précédemment établi. La moyenne des résistances à la traction a été de 0,08 kg/cm<sup>2</sup>. Cette valeur nous a permis de compléter approximativement le tracé de la courbe intrinsèque que nous reproduisons sur la figure 59.

Rigoureusement, la validité de cette courbe reste limitée à la vitesse de déformation employée. Mais pour des bétons à frottement prépondérant, comme celui sur lequel on a exécuté les essais, les variations de vitesse de déformation dans les limites couramment réalisées ne peuvent pas avoir une grande influence sur la modification de cette courbe.

Un des développements les plus intéressants de l'interprétation originale des phénomènes de vibration établis par M. L'HERMITE est celui qui porte à la considération de la pression d'agitation d'un béton en état de vibration (voir première partie). On peut imaginer cette pression d'agitation comme une pression hydrostatique d'expansion se développant dans la masse du matériau en état de vibration, c'est-à-dire comme une pression à signe négatif à laquelle la masse est soumise. Cela signifie que si (fig. 59) nous schématisons la courbe intrinsèque du béton après vibration en la considérant constituée par les deux droites CD et CD' et si nous schématisons la courbe intrinsèque du béton pendant la vibration en la considérant constituée par les deux brisées OAB, OAB', on peut passer de l'une à l'autre courbe par un simple déplacement sur l'axe des pressions de l'origine O des coordonnées.

Nous représentons ce fait sur la figure 60, où, si l'on considère le point O comme origine des axes, les deux droites  $r_1$ ,  $r_2$  représentent la courbe intrinsèque du béton après vibration, tandis que si l'on considère comme origine le point O', ces mêmes droites représentent la courbe intrinsèque du béton pendant vibration. La distance entre O

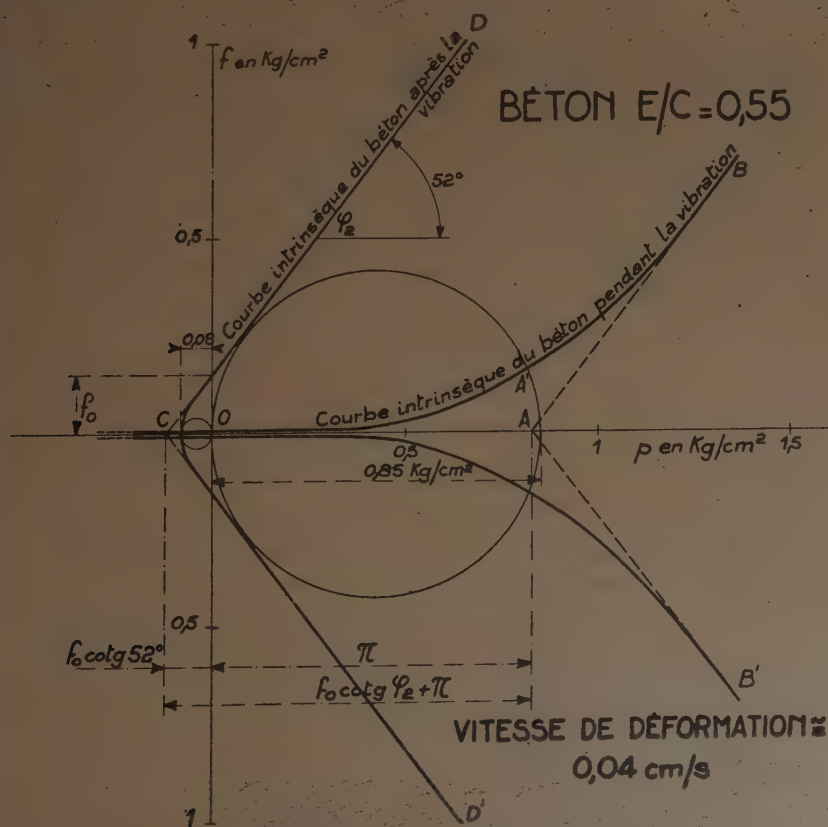


FIG. 59. — Béton type  $\frac{E}{C} = 0,55$ . Courbes intrinsèques du béton pendant et après vibration.



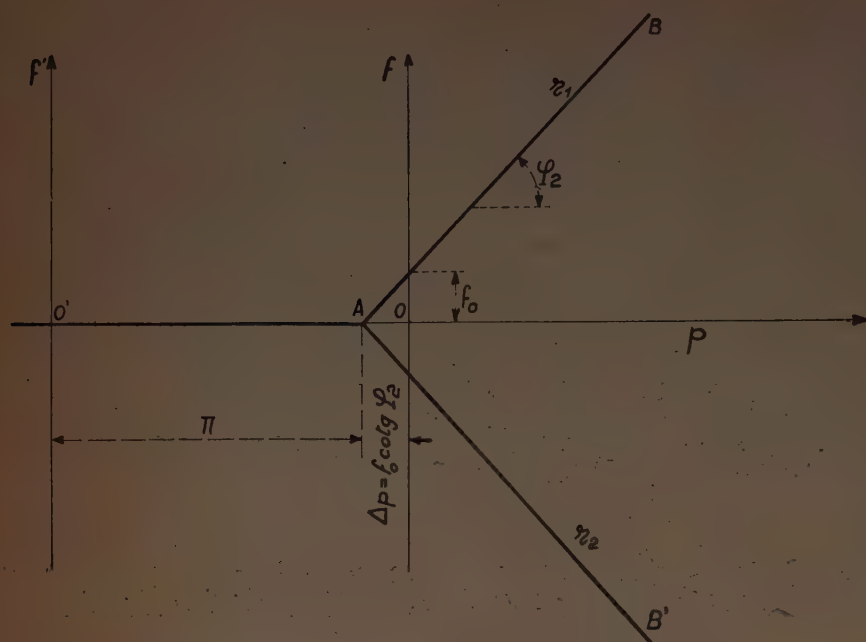


FIG. 60. — Passage de la courbe intrinsèque du béton après vibration (origine des axes en  $O$ ) à la courbe intrinsèque du béton pendant vibration (origine des axes en  $O'$ ).

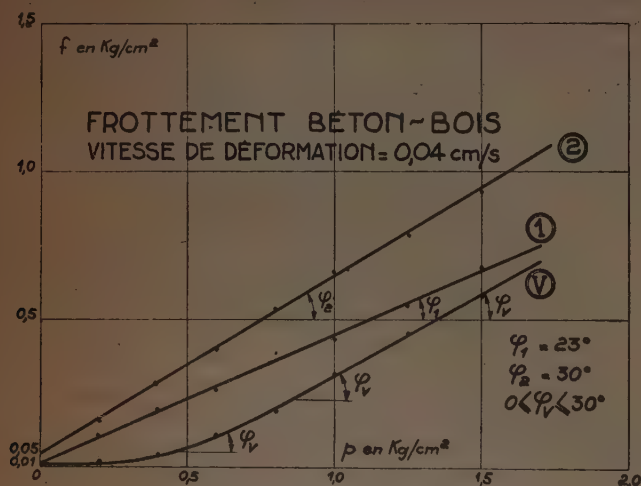


FIG. 61. — Frottement béton-bois.

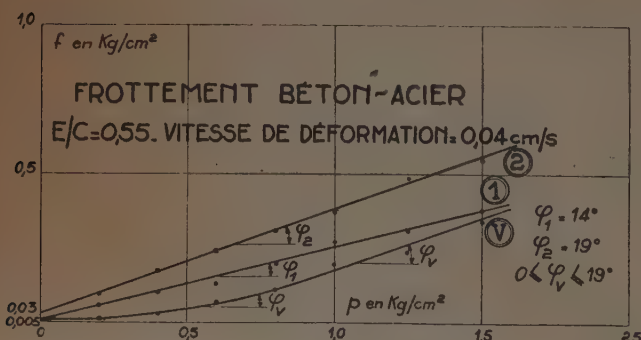


FIG. 62. — Frottement béton-acier.

et  $O'$  est égale à la somme de la pression d'agitation  $\pi$  et d'une quantité  $\Delta = f_0 \cotg \varphi_2$ , généralement petite auprès de  $\pi$ .

##### 5° Détermination des angles de frottement entre le béton et le bois et entre le béton et l'acier.

Toujours avec la machine de cisaillement circulaire on a procédé à des essais visant à déterminer les angles de frottement entre le béton et le bois et entre le béton et l'acier. Pour cela, on a construit deux couronnes respectivement en bois et en acier ayant en plan les mêmes dimensions du béton contenu dans la machine. Ces couronnes étaient fixées de manière à ce que leurs surfaces supérieures viennent à coïncider avec le plan moyen de cisaillement  $\alpha$  (fig. 17). La manière de procéder et de calculer les tensions de cisaillement a été toujours la même que celle précédemment décrite pour les essais de frottement interne. Le béton employé était le béton type ( $\frac{E}{C} = 0,55$ ).

Sur les figures 61 et 62 nous donnons les différents diagrammes de cisaillement et les différentes valeurs des angles de frottement ainsi obtenus. Les diagrammes 1 se rapportent aux essais sans vibration, les diagrammes V aux essais pendant vibration et les diagrammes 2 aux essais après vibration. On voit comment ces diagrammes ont la même allure que les diagrammes relatifs au frottement interne. La seule différence est que pour les diagrammes V, l'angle de frottement atteint sa valeur maximale constante pour des pressions sensiblement plus faibles que la pression pour laquelle cet angle atteint sa valeur maximum dans les essais relatifs au frottement interne. La raison de ceci réside dans le fait que dans les essais relatifs au frottement interne toute la masse se trouve en état de vibration, tandis que, dans ce dernier cas, la couronne en bois ou en fer est pratiquement fixe et ce n'est qu'une des deux parties intéressées à l'essai qui se trouve en état de vibration.

La raison qui nous a poussés à ces essais est l'importance pratique de connaître la valeur du frottement entre le béton et les surfaces des coffrages et des canalisations couramment employées pour le moulage et le transport du béton sur le chantier. Nous avons donc cherché à nous approcher dans les essais aux conditions normales d'emploi. Ainsi le bois employé était du bois tendre (peuplier) coupé dans la même planche, et la surface en contact avec le béton était brute de scie. L'acier utilisé était constitué par une tôle en acier doux à surface non polie.

En comparant la valeur des angles de frottement béton-bois ( $\varphi_1 = 23^\circ$ ) et béton-acier ( $\varphi_1 = 14^\circ$ ) on se rend compte de l'avantage qu'on pourrait trouver en remplaçant le bois par l'acier dans certaines structures destinées à entrer en contact avec le béton frais.

# G. — RECHERCHES SUR LA VISCOSITÉ DES BÉTONS EN ÉTAT DE VIBRATION

## 1° Description de l'appareil et de la méthode d'essai.

Nous avons vu que la formule (1), quand elle sert à calculer les efforts de cisaillement moyens pour les essais relatifs au béton en état de vibration, donne une très bonne approximation pour le trait droit de la courbe intrinsèque (fig. 57) ( $p > 1,16$ ), mais que les résultats deviennent d'autant moins exacts que les pressions d'essais sont plus faibles, c'est-à-dire que la « fluidification » de la masse est plus intense. D'autre part, pour pouvoir remplacer cette formule par d'autres formules plus exactes, il faudrait connaître pour chaque pression la distribution des vitesses de déformation dans tout le volume de béton, chose pratiquement irréalisable. Cela signifie qu'il n'est pas possible, à travers les résultats des essais à la machine de cisaillement, d'arriver à déterminer avec une certaine précision la valeur de la viscosité du béton relative au trait OB. Dans ce trait le béton est complètement « liquéfié » par la vibration (frottement interne nul) et, pour un tel béton, la valeur de la viscosité constitue la caractéristique essentielle. D'autre part, les théories développées par M. L'HERMITE sur ce sujet demandaient une vérification expérimentale. On a donc pensé à déterminer la viscosité d'un béton vibré par une autre méthode dans laquelle les différents paramètres qui interviennent dans la mesure étaient plus exactement connus.

Cette méthode est basée sur le principe du viscosimètre à bille. C'est-à-dire que la viscosité est évaluée en fonction

de la vitesse avec laquelle un solide de forme sphérique soumis à des forces connues se déplace dans la masse du béton en état de vibration. Voyons comment ces expériences ont été pratiquement réalisées.

La vibration était produite au moyen d'une table vibrante *Vibrogir* type HF 100 80 dont voici les caractéristiques principales :

- Vibration : unidirectionnelle verticale;
- Fréquence de vibration : 3 000 t/mn;
- Amplitude de vibration : 1 mm pour des charges de 200 à 300 kg;
- Générateur de vibration : moteur électrique de 2 CV;
- Boîtier type LC<sub>2</sub>; force centrifuge engendrée 500 kg.

Sur cette table était fixé avec le système reproduit sur la figure 63 un récipient cylindrique dont les dimensions sont reportées sur la figure 64. Les dimensions de ce récipient ont été fixées avec une certaine ampleur pour éliminer l'action perturbatrice des bords sur le mouvement de la sphère et pour éviter des modifications possibles des caractéristiques du béton, à cause de l'effet de paroi. À côté de la table prend place une charpente rigide à laquelle sont fixées deux poulies A et B montées sur des pivots à aiguille. Sur ces poulies se déplace une corde C; à une extrémité E<sub>1</sub> de cette corde est fixée la sphère S, l'autre extrémité E<sub>2</sub> est fixée au bout d'un levier L constitué par une lame métallique très légère qui a la possibilité de tourner autour du point D; à une distance convenable du point D est fixé à la lame un appareil enregistreur schématisé sur la figure 63 par le point G. Au moyen de cet appareil il est possible d'obtenir sur la surface cylindrique d'un tambour tournant T le diagramme en échelle réduite du mouvement de la sphère en fonction du temps. En outre, toujours à l'extrémité E<sub>2</sub> de la corde est fixé un plateau P qui peut être chargé par des poids. Un autre plateau P' est fixé au trait de corde compris entre A et E<sub>1</sub> comme on le voit sur la figure.

Par une telle disposition il est possible de faire varier dans les limites assez larges les forces auxquelles la sphère est soumise. Si nous appelons  $\pi$  le poids de la sphère,  $\pi_B$  le poids d'un égal volume de béton, P' et P respecti-

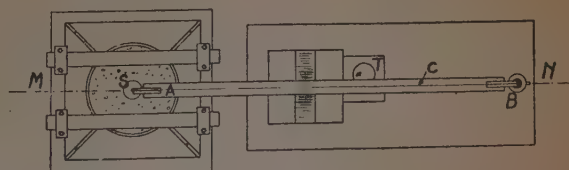
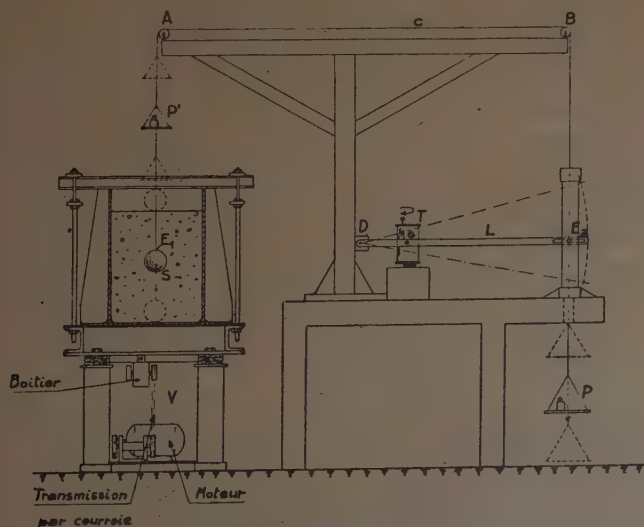


FIG. 63. — Élévation et plan du dispositif pour la mesure de la viscosité du béton en état de vibration.



vement le poids du plateau de gauche et celui du plateau de droite,  $P'_c$  et  $P_c$  le poids des mêmes plateaux chargés,  $tm$  la tension minimum à laquelle peut être soumise la corde  $c$  pour avoir encore un bon enregistrement du phénomène,  $\Delta P$  le poids appliqué en  $E_2$  par l'appareil enregistreur,  $R_c$  la charge de sûreté de la corde  $c$ , on aura :

$$P + \Delta P - P'_c + \Pi_B - \Pi \leq F \leq P_c + \Delta P + \Pi_B - P' - \Pi$$

$F$  étant la force résultante appliquée à la sphère, force considérée positive quand elle est dirigée vers le haut.

Dans cette expression il faudra que :

$$P + \Delta P - P_c \geq tm \quad \text{et} \quad P_c + \Delta P \leq R_c.$$

On pourra donc encore écrire pour  $F$  :

$$tm + \Pi_B - \Pi \leq F \leq R_c + \Pi_B - P' - \Pi.$$

L'ordre de grandeur de  $tm$  et de  $P'$  est de quelques dizaines de grammes, celui de  $R_c$  de plusieurs kilogrammes,

la valeur de  $\pi_B$  est de l'ordre de grandeur de  $1/3$  de la valeur de  $\pi$ , pour des sphères en acier. On pourra donc écrire approximativement :

$$-\frac{2}{3} \Pi \leq F \leq R_c - \frac{2}{3} \Pi.$$

Pour établir l'équation du mouvement de la sphère, il est nécessaire de connaître la réaction développée par le béton qui tend à s'opposer au mouvement même de la sphère. Cette expression est une fonction complexe des propriétés et des conditions mécaniques du béton ainsi que des dimensions et de la vitesse de la sphère.

On a constaté qu'un béton en état de vibration, pour des pressions hydrostatiques assez faibles relativement à l'énergie de vibration mise en jeu, se comporte comme une matière incohérente à frottement interne nul, c'est-à-dire comme un liquide visqueux. On a donc pensé que, la vitesse de régime constante atteinte, on n'était pas trop loin de la réalité en exprimant cette réaction au moyen de la formule de STOKES, donnant la résistance rencontrée par une sphère tombant à vitesse constante dans un milieu liquide ou gazeux :

$$(2) \quad W = 6\pi r \cdot \eta \cdot v$$

où

$$W = \text{résistance en } \frac{\text{g}}{\text{cm}^2 \cdot \text{s}};$$

$$r = \text{rayon de la sphère en cm};$$

$$\eta = \text{viscosité du fluide en g/cm-s};$$

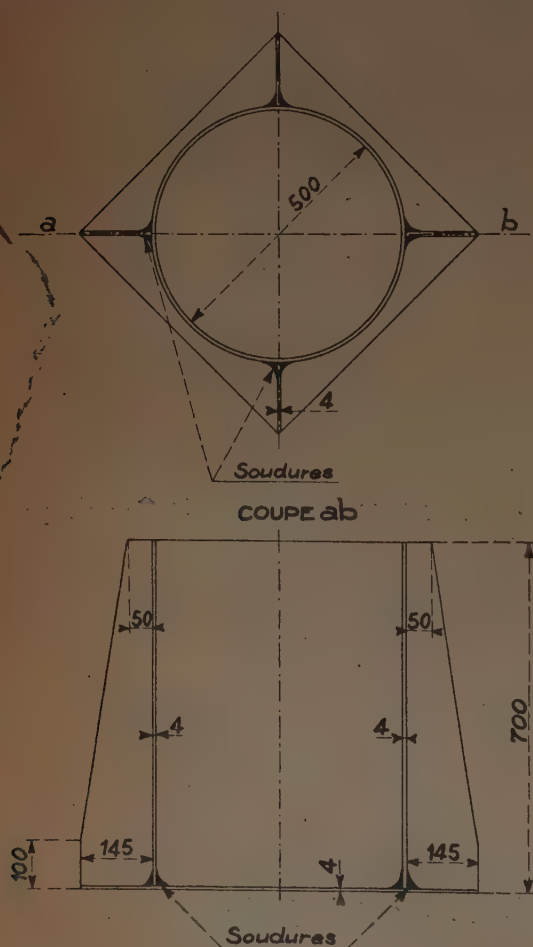
$$v = \text{vitesse de la sphère en cm/s}.$$

On connaît les conditions pour lesquelles la formule de STOKES est valable.

- 1° Le fluide doit être d'une étendue illimitée;
- 2° La sphère doit présenter une surface lisse;
- 3° La vitesse de la sphère ne doit pas être trop grande;
- 4° Les particules du fluide doivent être petites par rapport à la sphère;
- 5° Il ne doit pas y avoir de frottement entre la sphère et le liquide.

Voyons de quelle manière ces conditions peuvent être satisfaites dans nos essais sur le béton vibré. Les trois premières conditions peuvent être réalisées sans difficulté, il suffit d'augmenter convenablement les dimensions de récipient, d'employer des sphères en acier poli et de régler convenablement les charges  $P_c$  et  $P'_c$ . En ce qui concerne la quatrième condition, la grandeur de la sphère est, dans notre cas, limitée à quelques dizaines de fois seulement la grandeur des agrégats à dimensions maxima. On ne peut pas augmenter les dimensions de la sphère sans atteindre obligatoirement (voir condition 1°) des dimensions prohibitives pour le récipient.

La cinquième condition précise que, entre la sphère et le liquide on ne doit pas avoir de frottement, c'est-à-dire qu'il ne doit y avoir aucun glissement entre le béton et la surface de la sphère. La réalisation de cette dernière condition, très satisfaisante dans le cas du liquide visqueux, ne l'est pas autant dans le cas du béton en état de vibration. Il est logique de prévoir des glissements entre la surface de la sphère et les particules les plus grosses du béton se trouvant sur son passage. L'importance des



ECHELLE: 1/10. Les cotes sont exprimées en mm

FIG. 64. — Plan et coupe de la cuve à béton.

frottements qui, en naissant, est tout de même moins importante qu'on pourrait le penser à première vue, et ceci par le fait que la durée de contact n'est pas continue, d'après ce qu'on a vu dans l'interprétation générale du phénomène de vibration au paragraphe (F, 3<sup>o</sup>). En tout cas, on a constaté que la méthode la plus efficace pour réduire à des proportions négligeables les inconvénients dérivant de la réalisation imparfaite des conditions 4 et 5, est celle d'opérer avec des vitesses très réduites de l'ordre de quelques dixièmes de centimètre à la seconde.

Après plusieurs tentatives, on a vu que la manière de procéder qui offre les meilleurs résultats est la suivante : La sphère est à peu près placée à moitié hauteur du béton destiné à l'essai; on met la table en vibration et, en chargeant convenablement les plateaux P et P', on met le système en équilibre. Les charges qui réalisent cette position d'équilibre peuvent être déterminées avec une bonne précision : des variations de ces charges, de l'ordre de quelques grammes, suffisent à provoquer l'inversion du sens de mouvement.

Une fois l'équilibre atteint, il suffit de varier de quantités connues  $P_1, P_2, P_3...$  les charges  $P_c$  pour que la sphère atteigne après quelques secondes des vitesses de régime  $V_1, V_2...$  Dans ces conditions, les résistances  $W_1, W_2, W_3$  que le béton oppose au mouvement de la sphère seront égales aux forces mises en jeu  $P_1, P_2...$  On pourra donc écrire selon la formule de STOKES :

$$\begin{aligned} W_1 &= P_1 = 6\pi r \eta V_1 \\ W_2 &= P_2 = 6\pi r \eta V_2 \end{aligned}$$

d'où

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{P_1}{6\pi r V_1} \\ \eta &= \frac{P_2}{6\pi r V_2} \end{aligned}$$

L'expérience a montré que, au-dessous d'une valeur critique de la vitesse  $V(0,3 \div 0,4 \text{ cm/s})$  les rapports  $\frac{P_n}{V_n}$  et donc aussi les quantités  $\eta$  (viscosités du béton en

état de vibration) peuvent être considérés constants quand la charge P varie. Des essais exécutés avec des charges égales et des sphères à rayons  $r$  différents, variant entre 2,5 et 5 cm, ont permis d'autre part de vérifier que le produit  $r \cdot V$  reste sensiblement constant quand  $r$  varie. Ces deux faits constituent une confirmation de la validité de l'application de la formule de STOKES au calcul de la viscosité d'un béton en état de vibration.

A titre d'exemple, sur la figure 65, nous reportons un diagramme obtenu sur le tambour tournant et relatif au mouvement d'une sphère de 5 cm de rayon se déplaçant dans un béton ayant toujours la granulométrie précédemment étudiée et gâché avec une quantité d'eau de 18 %, correspondant à un facteur  $\frac{E}{C} = 0,6$ . Le temps d'une rotation complète du tambour est de 6 mn, l'intervalle compris entre deux arcs de cercle successifs du diagramme correspond donc à un temps de 20 s. Sur l'axe des ordonnées sont représentés les déplacements de la sphère réduits dans le rapport de 4,25.

Jusqu'au point A, le diagramme reporte des tentatives de mise en équilibre du système. Du point A au point B, le système se trouve en équilibre; à l'instant correspondant au point B la charge du plateau P est augmentée de 750 g. Le saut brusque en B comme à chaque autre variation de la charge est dû à la déformation élastique de la corde c. Le mouvement de la sphère entre rapidement en phase de régime et on obtient alors le trait BC du diagramme qui peut avec bonne approximation être considéré rectiligne. Au point C, la charge en P est diminuée de 1 500 g. La sphère commence à descendre et on obtient le trait CD du diagramme dont l'inclinaison par rapport à l'horizontale est en valeur absolue approximativement égale à l'inclinaison du trait BC. Au point D, la charge en P est à nouveau augmentée de 2 250 g. La sphère est alors soumise à une force ascensionnelle double de celle exercée pendant l'intervalle BC; on peut constater que l'inclinaison de ce segment est approximativement double de l'inclinaison du segment BC. Au point E, la charge en P est diminuée de 3 000 g et au point F, la vibration est arrêtée.

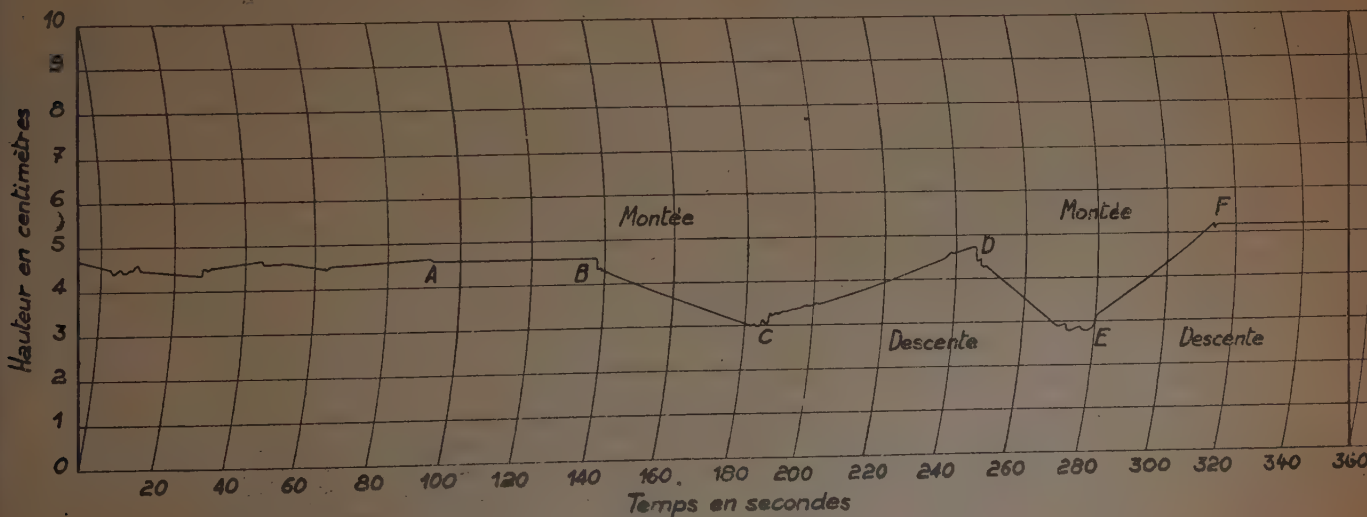


FIG. 65. — Enregistrement d'un essai au viscosimètre.



Procédons au calcul de la viscosité  $\eta$ . La vitesse de montée pendant l'intervalle BC est de 0,129 cm/s, la force appliquée à la sphère est de 750 g, en se rapportant à la relation  $w = 6\pi \cdot r \cdot \eta \cdot V$  et en se servant du système de mesure cgs, nous pouvons alors écrire :

$$\eta = \frac{750}{6 \cdot \pi \cdot 5 \cdot 0,129} = 61,6 \text{ g/cm-s.}$$

Pareillement, en considérant le trait DE, correspondant à une autre montée sous une force de 1 500 g, on arrive à une viscosité de 57 g/cm-s. En considérant, au contraire, les traits GD et EF correspondant à des descentes sous des charges différentes, on trouve respectivement  $\eta = 67$  et  $\eta = 69,5$  g/cm-s. Comme on voit, les deux essais de montée donnent pour la viscosité des valeurs assez voisines l'une de l'autre et dont la moyenne arithmétique est  $\eta_{Dm} = 59,3$ . D'autre part, les deux essais de descente donnent de même pour  $\eta$  des valeurs relativement voisines dont la moyenne est  $\eta_{Mm} = 68,2$ . Une certaine différence subsiste au contraire entre les valeurs  $\eta_{Dm}$  et  $\eta_{Mm}$  respectivement relatives aux essais de descente et aux essais de montée.

Le fait que les valeurs de  $\eta$  calculées par des essais de descente sont supérieures aux valeurs de  $\eta$  relatives aux essais de montée a été observé d'une façon générale et il dépend de l'annulation seulement partielle du frottement interne. Pour cette raison la sphère trouve une plus grande résistance à pénétrer vers des couches où règne une plus haute pression hydrostatique et pour lesquelles, donc, le frottement interne résiduel est plus important. Une autre conséquence de cette annulation seulement partielle du frottement interne est que, différemment à ce qui arriverait dans le cas d'un liquide, la valeur de la résistance visqueuse augmente elle aussi avec la pression, c'est-à-dire du haut vers le bas.

Il est donc opportun, si l'on veut que les résultats de différents essais soient exactement comparables, de les exécuter tous dans les mêmes conditions (égal sens du mouvement, égal point de départ de la sphère, à mi-hauteur de la masse du béton par exemple). Il est aussi à conseiller que la course de la sphère ne soit pas trop longue (une course de deux ou trois fois le diamètre est suffisante) et que ses dimensions, son état de surface, ainsi que les forces agissantes, restent constants pour les différents essais. On a pu aussi observer que les essais de montée donnaient une dispersion plus faible que les essais de descente.

## 2° L'essai au viscosimètre comme méthode d'évaluation de la maniabilité d'un béton.

Dans le paragraphe B1°, traitant des méthodes de mesures des qualités de mise en œuvre des bétons, on a proposé l'exécution des essais sur des bétons en état de vibration, comme présentant des avantages considérables.

Pour confirmer l'intérêt que peut présenter une telle méthode de procéder, nous donnons les résultats d'une série d'expériences ayant pour but de définir la relation entre la viscosité d'un béton en état de vibration et la quantité d'eau de gâchage employée.

Le béton employé dans les essais avait toujours la composition granulométrique précédemment étudiée. La quantité d'eau de gâchage a varié entre des limites assez larges (de 13 % à 30 %). Les essais ont été exécutés en se servant d'une sphère d'acier de 5 cm de rayon. Les résultats

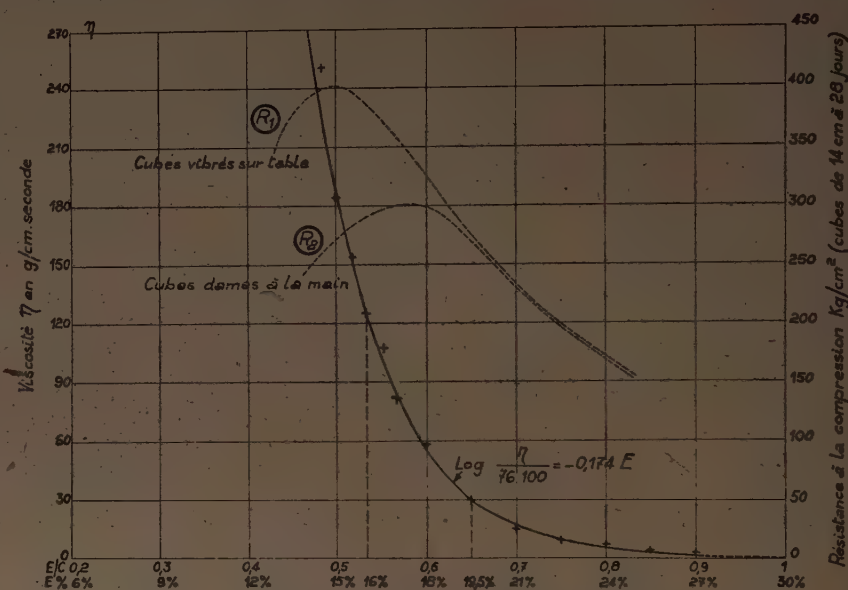


FIG. 66. — Viscosité d'un béton en état de vibration en fonction de la quantité d'eau de gâchage.

tats de ces essais sont reportés sur la figure 66. Chaque point du diagramme a été obtenu en faisant la moyenne des résultats de trois essais exécutés pour des déplacements de la sphère ayant lieu dans le trait central de la masse de béton à des vitesses ascensionnelles différentes et approximativement égales à 0,05, 0,1 et 0,2 cm/s. Le diagramme qui en résulte présente l'allure classique d'une courbe exponentielle pouvant être interprétée au moyen d'une équation qu'il convient d'écrire sous la forme :

$$(3) \quad \log \frac{\eta}{\eta_0} = -kE$$

où

$\eta$  est le coefficient de viscosité exprimé en g/cm-s;  
 $\eta_0$  une constante ayant les mêmes dimensions que le coefficient de viscosité;  
 $k$  une autre constante sans dimension;  
 $E$  la quantité d'eau de gâchage en % du volume total.

En choisissant opportunément les constantes  $\eta_0$  et  $k$ , au moyen d'une telle équation, on interprète assez bien les résultats expérimentaux dans le champ des valeurs de  $E$  communément employées. Dans ce cas on a déterminé les valeurs de  $\eta_0$  et de  $k$  en imposant que l'équation (3)

soit satisfaite par deux valeurs de  $\eta$  déterminées expérimentalement pour des quantités d'eau de gâchage de 16 et de 19,5 %. On a trouvé pour  $\eta$  la valeur de 76 100 g/cm-s et pour  $k$  la valeur de 0,174.

Évidemment les valeurs de ces deux constantes dépendent, outre que des caractéristiques du béton essayé, des caractéristiques de la vibration employée. La fidélité de l'équation (3) devient moins bonne quand on s'éloigne trop des valeurs de la quantité d'eau de gâchage pour lesquelles les valeurs  $\eta_0$  et  $k$  ont été déterminées. En outre, pour des bétons très secs ( $E < 15\%$ ) la dispersion des résultats devient très importante.

Pour  $E = 0$  l'équation (3) donne  $\frac{\eta}{\eta_0} = 1$ , représente donc la viscosité du mélange sec de ciment, sable et gravier en état de vibration. Il est bon de noter qu'en principe, d'après ce que nous avons dit à propos des matériaux pulvérulents en état de vibration, il n'est pas absurde de parler de viscosité d'un tel mélange. Les essais exécutés avec le viscosimètre à bille sur ce mélange sec ont donné des valeurs de sa viscosité du même ordre de grandeur du coefficient  $\eta_0$ , déterminé comme nous venons de le dire (100 000 g/cm-s). Dans le cas des bétons très fluides la fidélité de l'équation (3) est encore satisfaisante tant que l'on n'atteint des valeurs absurdes de la quantité d'eau. Pour ces valeurs la viscosité du mélange donnée par l'équation devient trop faible (par  $E = \infty$  on a  $\eta = 0$  au lieu d'avoir la viscosité de l'eau  $\eta = 0,01$  g/cm-s).

En posant  $\log \eta_0 = c$ , l'équation (3) peut être écrite d'une forme moins satisfaisante mais plus commode :  $\log \eta = c - kE$ .

Dans notre cas particulier :  $\log \eta = 4,88 - 0,174 E$ .

Si nous exprimons les viscosités à l'échelle logarithmique, la courbe se transforme en une droite pas-

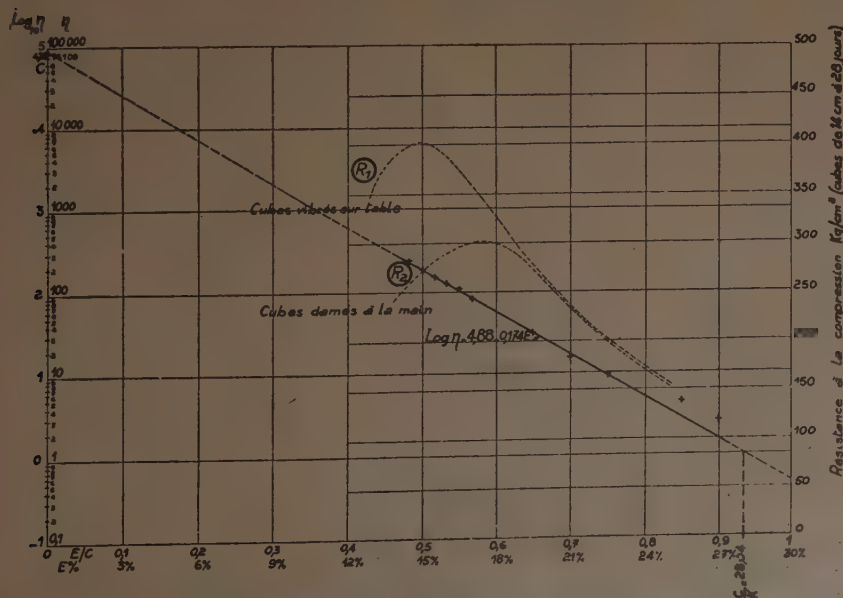


FIG. 67. — Diagramme logarithmique de la viscosité d'un béton en état de vibration en fonction de la quantité d'eau de gâchage.

sant par le point (0, c) et le point  $(\frac{c}{k}, 0)$  (fig. 67).

Avant de pouvoir émettre un jugement sur l'utilité de cette méthode dans l'évaluation des caractéristiques mécaniques des bétons, il faudrait encore examiner quelles sont les influences des variations granulométriques, et en particulier des rapports  $\frac{S}{G}$  sur la viscosité du béton en état de vibration. On pourrait alors chercher la relation qui lie la valeur de la viscosité  $\eta$  d'un béton en état de vibration à la viscosité  $\eta_B$  d'un béton à l'état normal et utiliser ce système comme un moyen commode de mesure de ce paramètre qui, avec la cohésion et le frottement interne détermine les propriétés d'un béton frais. Nous avons vu comment l'évaluation du paramètre viscosité est particulièrement délicate en opérant sur le béton dans son état normal. Il est probable que cette relation se présente pour des bétons de composition usuelle sous la forme  $\eta_B = c_1 \eta^2 + c_2 \eta$  où  $c_1$  et  $c_2$  sont deux constantes sans dimensions.

En tout cas, au point actuel de la recherche, il n'est pas difficile de se rendre compte des avantages qu'on peut avoir dans la détermination des qualités de mise en œuvre du béton en substituant une telle méthode aux méthodes précédemment décrites. Ces avantages sont particulièrement sensibles dans le cas des bétons destinés à être mis en place par vibration. En effet, pour ces bétons, le paramètre qui détermine essentiellement les qualités de mise en œuvre est précisément le paramètre viscosité.

Dans le cas particulier où l'on peut déterminer ces qualités en fonction de la quantité d'eau de gâchage, les avantages apparaissent immédiatement en comparant la figure 66 avec les figures 3 et 4. Le diagramme de la figure 66 ne présente pas les anomalies des diagrammes relatifs au slump-test et au flow-test et la sensibilité des mesures au viscosimètre, dans le champ des bétons à résistance à la compression maximum  $(0,52 < \frac{E}{C} < 0,62)$  est beaucoup plus grande que la sensibilité qu'on peut atteindre avec le slump-test et le flow-test.

On ne veut pas dire par là que l'essai au viscosimètre à bille puisse être introduit comme une méthode pratique de mesure des propriétés de mise en œuvre d'un béton. Cet essai, tel que nous l'avons décrit, est encore assez délicat. Nous considérons cependant les résultats ici relatés comme une confirmation des avantages qu'on aurait à exécuter les essais sur des bétons en état de vibration, plutôt que sur des bétons à l'état normal.

Un autre avantage offert par ce système d'évaluation des propriétés d'un béton frais c'est que, une fois déterminées pour un certain type de béton les valeurs de  $\eta_0$  et de  $k$ , il est possible au moyen de la formule (3) de calculer immédiatement la quantité d'eau de gâchage nécessaire pour que ce béton acquière le degré voulu de maniabilité de mise en œuvre.



## H. — ÉTUDE SUR LA SÉGRÉGABILITÉ DES BÉTONS

 1<sup>o</sup> Considérations générales sur la ségrégation du béton.

Selon la définition que nous en avons donnée, dans les différentes qualités que doit posséder un béton pour être maniable, on doit aussi considérer sa résistance à la ségrégation au cours des opérations qui précèdent et accompagnent sa mise en œuvre.

La ségrégation du béton peut se présenter sous des aspects assez divers et pour des causes différentes.

La cause essentielle qui détermine la ségrégation est la différence de masse spécifique qui existe entre les différents composants du béton frais. Cette différence de masse spécifique fait que, venant à se trouver dans un certain champ de forces, les différents constituants se trouvent soumis à des forces unitaires plus ou moins grandes déterminant la ségrégation.

Il se peut que la ségrégation en plus de la différence de masse spécifique soit due aux différences de dimensions, de forme et d'état de surface existant entre les divers constituants. L'influence du facteur dimension et forme est particulièrement sensible quand le béton ne se trouve pas seulement soumis à un certain champ de forces, mais est soumis aussi à des actions extérieures, telle que la



FIG. 68. — Ségrégation par chute libre.

résistance de l'air par exemple. C'est le cas d'un béton qui se disloque par chute libre dans l'air. Si la cohésion de la masse n'est pas telle que le béton tombe en blocs compacts, sous l'action combinée de la gravité et de la résistance de l'air, les différents constituants acquièrent des vitesses d'autant plus grandes que leurs dimensions sont plus grandes et on arrive de cette façon à une véritable classification des composants du béton. Il est évident que la ségrégation par chute libre présente des inconvénients particulièrement graves quand le béton atteint le point

de chute P avec une certaine composante horizontale de la vitesse (voir fig. 68).

Un autre cas où les inconvénients dus à la ségrégation sont particulièrement graves se vérifie quand le béton se trouve soumis sans sa mise en place à des champs de forces centrifuges. L'intensité de ces champs  $\omega^2 r$  (où  $\omega$  est la vitesse de rotation et  $r$  la distance du béton à l'axe de rotation) peut atteindre des valeurs beaucoup plus élevées que la valeur  $g$  de l'intensité du champ de gravité. La ségrégation se présente donc sous une forme d'autant plus rapide et intense. On connaît les systèmes mis au point pour s'opposer à ce phénomène (voir système VIANINI) pour la fabrication des tuyaux en béton centrifugé : la ségrégation reste tout de même l'inconvénient de cette méthode de mise en place et de serrage du béton autrement très commode et énergique.

Le cas le plus commun que nous allons tout d'abord étudier est cependant celui où le béton se trouve seulement soumis au champ de gravité.

Versons du béton dans un récipient et laissons-le en repos pendant un certain temps. Si le béton est suffisamment fluide, on notera sous l'action du champ de gravité une diminution de l'énergie de position du système, par déplacement vers le bas des constituants à plus grande masse spécifique. Le déplacement relatif des différents constituants ayant lieu dans les couches élémentaires,  $\Delta h$  (fig. 69) est d'autant plus sensible que la couche  $\Delta h$

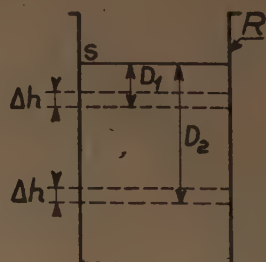


FIG. 69. — Ségrégation par sédimentation.

se trouve plus près de la surface. En appelant  $F$  la force qui tend à déplacer une particule  $A$  du béton, nous pouvons écrire en première approximation :

$$F = (\gamma_A - \gamma_m) V_A$$

où

$\gamma_A$  est le poids spécifique de la particule  $A$ ;

$\gamma_m$  le poids spécifique moyen du milieu dans lequel elle se trouve immergée;

$V_A$  le volume de la particule  $A$ .

Cette force, pour produire le mouvement, doit vaincre des résistances visqueuses et des résistances de frottement. Or les résistances de frottement sont directement proportionnelles à la pression, donc à la profondeur  $D$  de la couche  $\Delta h$  considérée; les résistances visqueuses tendent elles aussi à augmenter avec la profondeur. C'est la raison pour laquelle les bétons plutôt fluides peuvent subir une ségrégation presque complète dans leurs couches superficielles (pour une certaine épaisseur, le béton est

remplacé par une couche d'eau ou de laitance) tandis qu'ils semblent conserver leur composition originaire dans des couches plus profondes. Il suffirait d'augmenter la pression exercée sur la surface libre du béton pour voir également diminuer la ségrégation dans les couches superficielles.

Ce type particulier de ségrégation que nous pourrions appeler *sédimentation*, n'a pas, en pratique, une grande importance. Il se manifeste d'une façon dangereuse seulement pour des bétons très fluides dont l'usage est à proscrire surtout pour des raisons de résistance, comme nous l'avons déjà vu.

Imaginons maintenant que nous soumettions le récipient R rempli de béton (fig. 69) à des actions dynamiques, par exemple à des secousses répétées. Les liaisons de frottement qui dans le cas précédent s'opposent à la ségrégation, sont détruites par à-coups, ce qui s'explique par un phénomène analogue à celui examiné dans le paragraphe F 40, dans le cas des vibrations sinusoïdales. Les forces F profitent de ces moments de « liquéfaction » locale pour imprimer aux particules A un mouvement vers le bas qui ne trouve plus à vaincre que des résistances de nature visqueuse proportionnelles à la vitesse avec laquelle ce mouvement se produit. La ségrégation a ainsi le moyen de s'étendre à toute la masse du béton.

A ce type de ségrégation qui pourrait être défini comme une *sédimentation forcée*, appartiennent les cas de ségrégation qu'on rencontre actuellement le plus fréquemment dans la pratique de chantier.

L'industrialisation des chantiers est la cause d'une tendance toujours plus marquée à concentrer dans des grandes centrales la production du béton destiné à des endroits d'utilisation souvent très éloignés. Dans le parcours qu'il doit faire pour arriver à pied d'œuvre, le béton se trouve soumis généralement à des actions dynamiques plus ou moins intenses et à des processus de sédimentation forcée plus ou moins complets, soit que le transport est fait par wagonnet, par camion ou par d'autres moyens. Il arrive souvent que le béton se trouve à son arrivée dans un tel état de ségrégation qu'on est obligé de le mélanger à nouveau avant de l'utiliser.

Pour pallier à ces inconvénients, on peut d'une part améliorer les moyens de transport (en les munissant par exemple d'amortisseurs, etc.), d'autre part, modifier les caractéristiques mêmes des bétons en étudiant les compositions granulométriques qui offrent la plus grande résistance à la ségrégation. On sait que les bétons pauvres en eau ou composés d'agréments concassés sont plus résistants à la ségrégation que les bétons riches en eau et composés de matériaux roulés. Récemment, on a aussi proposé différents produits chimiques qui, ajoutés en petite dose au béton, auraient entre autres, selon les fabricants, la propriété de les rendre moins sujets à la ségrégation.

Il n'est tout de même pas possible de déterminer les avantages qui peuvent découler de variations opportunes de la composition d'un béton et même pas de déterminer lequel des deux bétons offre les meilleures qualités de résistance à la ségrégation si l'on n'a pas défini exactement ce que l'on entend par état de ségrégation et si l'on n'a pas établi des méthodes appropriées qui permettent de le mesurer.

## 2° Définitions et méthodes de mesure de l'état de ségrégation et de la ségrégabilité d'un béton.

Prenons en considération un certain volume de béton ayant subi un processus de ségrégation, du type « à sédimentation forcée » que nous venons d'examiner. Imaginons d'isoler virtuellement de la masse du béton considérée un prisme vertical à section élémentaire aussi haut que l'épaisseur H du béton en ce point. Nous représentons schématiquement ce prisme sur la figure 70.

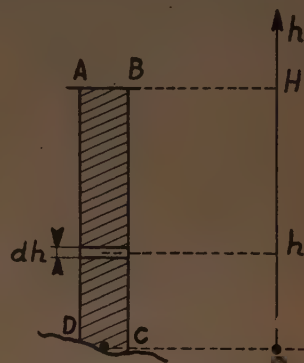


FIG. 70. — Prisme élémentaire de béton.

Nous appelons  $\gamma_B$  le poids spécifique moyen du prisme de béton ABCD, nous appelons  $\gamma$  le poids spécifique relatif à une couche élémentaire  $dh$  horizontale du prisme à une hauteur  $h$  de sa base, enfin nous appelons  $\gamma_G$  le poids spécifique des agrégats dont le béton est composé. Nous définirons comme *état de ségrégation* du prisme élémentaire considéré, la quantité

$$(4) \quad \int_0^H \frac{|\gamma_B - \gamma|}{H} \cdot dh \cdot \frac{1}{\gamma_G} = \gamma_B$$

où les différents symboles ont les significations vues précédemment et où les deux barres qui renferment l'expression  $(\gamma_B - \gamma)$  signifient que cette expression doit toujours être prise dans sa valeur absolue.

Nous définirons comme valeur de l'état de ségrégation de la masse entière de béton, la moyenne numérique des quantités (4), se rapportant à un certain nombre de prismes élémentaires ou, si l'on veut, plus exactement, la valeur de l'intégrale de la quantité (4) étendue à toute la surface libre du béton et divisée par la valeur de la surface même.

Nous définirons ensuite comme *ségrégabilité* du béton constituant le prisme ABCD le rapport entre la valeur (4) exprimant son état de ségrégation et la quantité de travail unitaire L qu'il a été nécessaire d'employer pour produire cette ségrégation, c'est-à-dire :

$$(5) \quad \text{ségrégabilité} = \frac{\int_0^H \frac{|\gamma_B - \gamma|}{H} \cdot dh \cdot \frac{1}{\gamma_G}}{L}$$

Voyons quelles sont les raisons qui justifient ces définitions et quelles sont les méthodes pratiquement utilisées pour mesurer l'état de ségrégation et la ségrégabilité d'un béton donné.



Remplissons du béton à étudier un récipient R jusqu'au niveau  $h_1$  par exemple (fig. 71). Le béton est approximativement homogène dans toute sa masse; par conséquent, le diagramme du poids spécifique du béton en fonction de la hauteur est représenté par un segment de droite  $R_1R'_1$

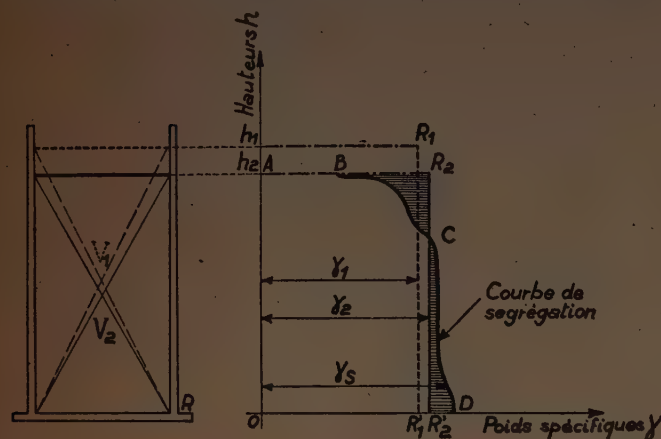


FIG. 71. — Processus de ségrégation du béton (sédimentation forcée).

parallèle à l'axe des  $h$  à une distance  $\gamma_1$  égale au poids total du béton P, divisé par le volume  $V_1$  occupé. Soumettons le récipient ainsi rempli à une certaine action dynamique, par exemple à un certain nombre de chutes ou bien à un certain temps de vibration.

Ces actions dynamiques produisent un certain tassement du béton dont la hauteur passe de la valeur primitive  $h_1$  à une valeur inférieure  $h_2$ . Si le béton restait homogène, le nouveau diagramme du poids spécifique en fonction de la hauteur serait encore représenté par un segment de droite

$R_2R'_2$  parallèle à l'axe des  $h$  à une distance  $\gamma_2 = \gamma_1 \frac{h_1}{h_2}$ .

En réalité, le traitement dynamique, outre un tassement, produira une certaine ségrégation dans la masse puisque, comme on a vu, les particules plus lourdes se déplaceront vers le fond du récipient avec une vitesse d'autant plus grande qu'elles sont de dimensions plus grandes. Le diagramme du poids spécifique en fonction de la hauteur se transformera donc en une courbe du type de la courbe BCD de la figure 71 à abscisses généralement croissantes du haut vers le bas. Cette courbe délimite avec le segment de droite  $R_2 - R'_2$  une surface entrecroisée (hachurée sur la figure) et telle que sa portion B,  $R_2$ , C, B est égale à la portion C,  $R'_2$ , D, C.

La détermination de cette courbe peut être exécutée expérimentalement par points en prélevant à des profondeurs différentes des échantillons de béton et en déterminant le poids spécifique. Cette opération est très délicate et le plus grand soin doit être pris pour éviter toute altération de l'état naturel des échantillons; elle peut être facilitée en employant un récipient R démontable.

Une autre méthode, plus commode mais moins exacte, consiste à remplir successivement de béton prélevé à différentes profondeurs un récipient de volume connu et à déterminer ensuite par simple pesée les différents poids spécifiques. Le récipient employé doit cependant présenter des dimensions telles que l'effet de paroi puisse être considéré négligeable et un grand soin doit être pris dans l'opé-

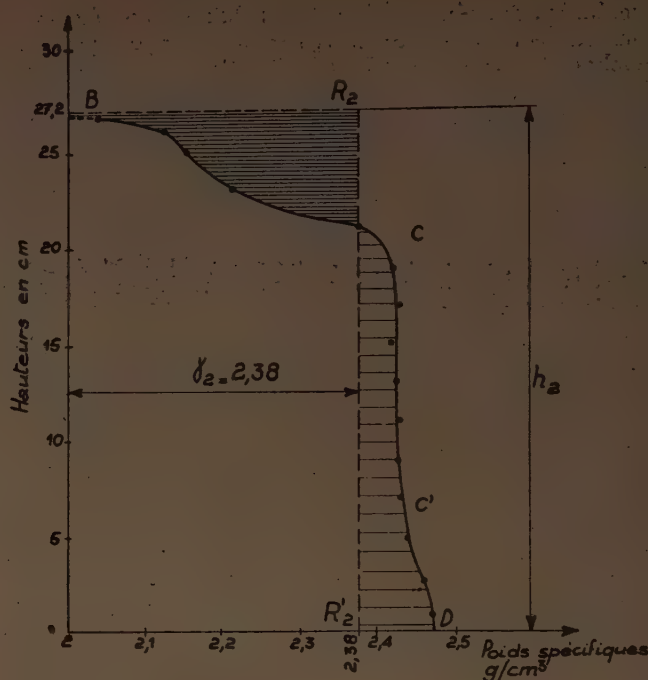


FIG. 72. — Béton type  $\frac{E}{C} = 0,675$ . Courbe de ségrégation (après 12 mn de vibration sur table vibrante).

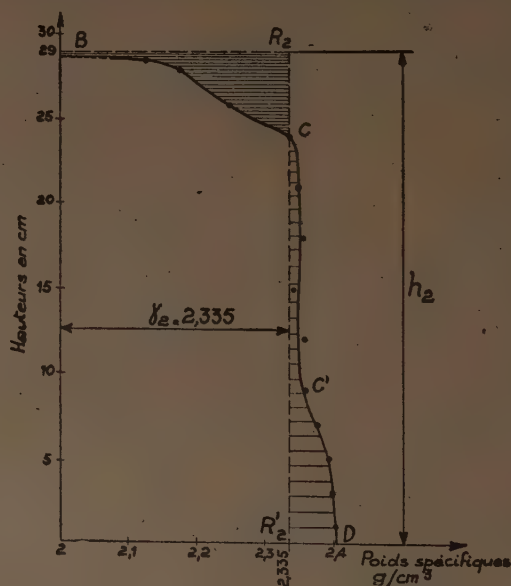


FIG. 73. — Béton type  $\frac{E}{C} = 0,675$ . Courbe de ségrégation (après 1 000 chutes à la table à secousses).

ration de remplissage du récipient. Ce remplissage peut être exécuté convenablement au moyen d'une vibration énergique et prolongée jusqu'à ce qu'on atteigne la capacité maximum; pratiquement jusqu'à ce qu'on ne voie plus affleurer des bulles d'air sous l'effet de la vibration.

Dans les figures 72 et 73 nous reproduisons deux courbes de ségrégation déterminées expérimentalement par cette

dernière méthode. Le béton examiné est toujours le béton type précédemment défini, la quantité d'eau de gâchage employée est de 20,5 % ( $\frac{E}{C} = 0,67$ ). Dans le premier cas (fig. 72), la ségrégation du béton a été obtenue au moyen d'une vibration de 12 mn sur la table vibrante. Dans l'autre cas (fig. 73), la ségrégation a été obtenue en soumettant le béton à mille chutes à la table à secousses. On voit comment l'allure des deux courbes de ségrégation est analogue dans les deux cas. Dans ces courbes, on peut distinguer trois parties à caractéristiques différentes. Deux parties A — B et C'D à poids spécifique croissant avec la profondeur et une partie centrale CC' à allure presque verticale, c'est-à-dire à poids spécifique approximativement constant.

Il n'est pas difficile de trouver dans cette allure particulière des diagrammes une analogie entre la sédimentation forcée d'un béton et la sédimentation d'un système mono-dispersé dont le processus est représenté schématiquement sur la figure 74. L'état de ségrégation du béton rencontré dans nos expériences correspond évidemment à la deuxième phase du processus de sédimentation. Le

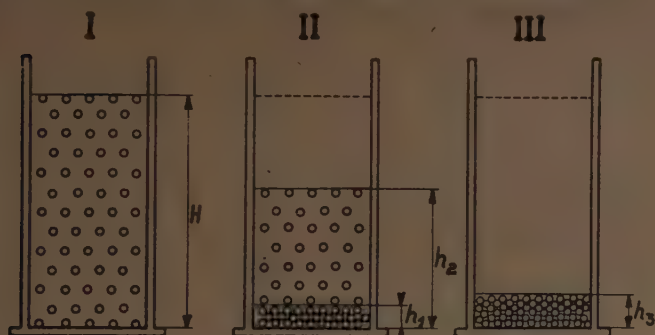


FIG. 74. — Processus de sédimentation d'un système monodispersé dans une suspension limitée.

diagramme du poids spécifique de la suspension en fonction de la hauteur a pour cette phase une allure semblable à celle du diagramme représenté sur la figure 75. De cette analogie avec un système monodispersé, on conclut que du point de vue de l'étude de la ségrégation on peut distinguer dans un béton normal deux sortes de matières : d'une part, l'eau, le ciment et le sable (dans notre cas, les deux sables  $S_1$  et  $S_2$ ), d'autre part, le gravillon (dans notre cas les deux types de gravillon,  $G_1$  et  $G_2$ ). La première sorte de matière constitue une espèce de mortier qui correspond, dans l'analogie, avec le système mono-

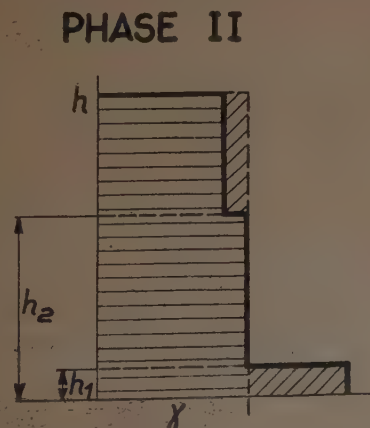


FIG. 75. — Diagramme du poids spécifique en fonction de la hauteur (phase II du processus de sédimentation).

dispersé, au fluide dispersant. La deuxième sorte (gravillon) correspond à la phase dispersée. On peut dire en première approximation que la ségrégation se fait par déplacement du gravillon dans le mortier ainsi défini à cause de la différence de leur poids spécifique.

Cette différence, dans les cas habituels, n'est jamais grande et peut être considérée comme comprise entre 0,3 et 0,7 g/cm<sup>3</sup>. Dans le cas de notre béton ( $\frac{E}{C} = 0,675$ ) la détermination du poids spécifique du mortier ainsi défini a donné une valeur de 2,15 g/cm<sup>3</sup>; le poids spécifique absolu des agrégats est, comme on l'a vu, de 2,6 g/cm<sup>3</sup>. La différence est donc de 0,45 g/cm<sup>3</sup>. La valeur généralement basse de cette différence laisse comprendre comment de faibles variations du poids d'une des deux phases considérées peut faire varier considérablement l'entité du phénomène de ségrégation.

Sur les figures 72 et 73, la ségrégation subie par le béton est mise en évidence par le fait que le diagramme de poids spécifique en fonction de la hauteur cesse d'être représenté par un segment rectiligne  $R_2R'_2$  (diagramme du poids spécifique du béton homogène pour un même volume occupé) pour se transformer en la courbe BCD. Il semblerait donc logique de prendre tout simplement, à mesure de la ségrégation, la surface entrecroisée comprise entre le segment  $R_2$  et  $R'_2$  et la courbe même; c'est-à-dire la quantité :

$$\int_0^{h_2} |\gamma_2 - \gamma| dh$$

ou encore la distance moyenne entre diagramme  $R_2R'_2$  et le diagramme BCD :

$$(6) \quad \int_0^{h_2} \frac{|\gamma_2 - \gamma|}{h_2} dh.$$

Mais ce qui nous intéresse particulièrement, c'est de mettre en évidence l'hétérogénéité intervenue dans la masse du béton. Il est évident que si la quantité (6) peut être prise à mesure de différents états de ségrégation pour un même béton, elle ne peut cependant pas constituer un terme de comparaison entre des états de ségrégation de bétons de compositions différentes. En effet, pour une égale hétérogénéité intervenue dans la masse du béton, la quantité (6) sera d'autant plus petite que la différence entre le poids spécifique absolu des agrégats et le poids du mortier sera plus faible. On peut éliminer cet inconvénient en multipliant la quantité (6) par le facteur  $\frac{1}{\gamma_G - \gamma_m}$  égal à l'inverse de la différence entre le poids spécifique des agrégats ( $\gamma_G$ ) et le poids spécifique du mortier ( $\gamma_m$ ).

On arrive ainsi à considérer comme définition et mesure de l'état de ségrégation d'un béton l'expression :

$$\text{ségrégation} = \int_0^{h_2} \frac{|\gamma_2 - \gamma|}{h_2} dh \cdot \frac{1}{\gamma_G - \gamma_m}.$$

Dans cette expression la quantité  $\gamma_m$  peut être substituée sans inconvénients par la quantité  $\gamma_2$  (poids spécifique du



béton). Cette substitution offre l'avantage de simplifier considérablement les mesures. On arrive ainsi à la formule (4) précédemment proposée. L'expression (4) a, entre autres, l'avantage d'être un nombre pur.

De la définition et de la mesure de l'état de ségrégation à la définition et à la mesure de la ségréabilité, le passage est immédiat. Si  $S$  est l'état de ségrégation produite dans un béton par une certaine quantité de travail  $L$ , il est logique de considérer sa ségréabilité exprimée par le rapport  $\frac{S}{L}$ . Le travail  $L$ , dans le cas de la ségrégation produite par une série de chutes, sera mesuré par le nombre des chutes multiplié par la hauteur de chute; dans le cas de ségrégation par vibration, il sera mesuré par l'énergie électrique effectivement dissipée dans le phénomène de vibration du béton.

A ce propos, il est bon de considérer que la ségrégation n'est pas une fonction linéaire du travail employé pour la produire, mais qu'elle a en fonction du travail même l'allure de la courbe représentée sur la figure 76.

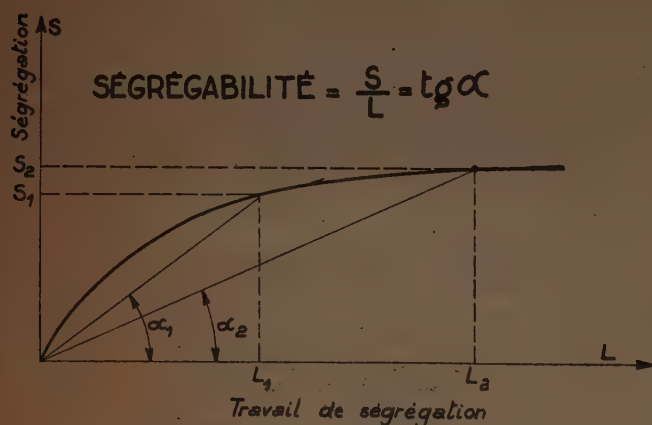


FIG. 76. — Diagramme qualitatif de valeur de la « ségrégation » en fonction du travail de ségrégation.

La ségréabilité égale selon la formule (5) à  $\frac{S}{L} = \text{tg } \alpha$  varie donc avec la quantité de travail employée. Il est donc nécessaire si l'on veut des mesures de ségréabilité comparables l'une à l'autre, de soumettre le béton dans les différents essais à un travail constant (nombre égaux de secousses, temps égaux de vibration).

### 3<sup>o</sup> Méthode pratique pour la mesure de l'état de ségrégation et de la ségréabilité d'un béton.

L'expression (4) proposée ci-dessus semble être l'interprétation mathématique la plus logique du phénomène de ségrégation. Malheureusement, pour arriver à la détermination de l'état de ségrégation au moyen de cette formule, il est nécessaire d'effectuer plusieurs mesures de poids spécifique du béton à des profondeurs différentes pour pouvoir tracer par points la courbe de ségrégation avec une approximation suffisante. Cette opération est toujours assez délicate et laborieuse.

On peut avoir des avantages pratiques à substituer à l'expression (4) l'expression semblable :

$$\text{ségrégation} = \int_0^{h_2} \frac{(\gamma_2 - \gamma) h}{h_2^2} dh \cdot \frac{1}{\gamma_0 - \gamma_2}$$

Exprimé de cette forme, on peut mesurer l'état de ségrégation d'un béton au moyen de la simple détermination du centre de gravité de sa masse avant et après le traitement dynamique (fig. 77). En effet, on peut écrire :

$$\begin{aligned} \int_0^{h_2} \frac{(\gamma_2 - \gamma) h dh}{h_2^2} &= \gamma^2 \int_0^{h_2} \frac{(\gamma_2 - \gamma) h \cdot dh}{\gamma_2 h_2^2} \\ &= \frac{\gamma_2}{h_2} \left| \frac{1}{h_2 \gamma_2} \int_0^{h_2} \gamma_2 \cdot h \cdot dh - \frac{\int_0^{h_2} \gamma \cdot h \cdot dh}{\int_0^{h_2} \gamma dh} \right| \end{aligned}$$

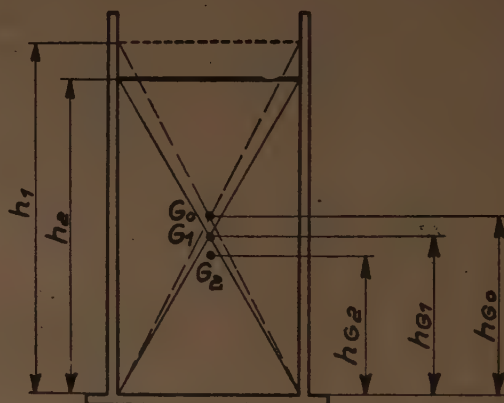


FIG. 77. — Méthode pratique de mesure de l'état de ségrégation.

mais l'expression :

$$\frac{\int_0^{h_2} \gamma h dh}{\int_0^{h_2} \gamma dh}$$

mesure la hauteur  $H_{02}$  du centre de gravité du béton une fois ségrégué tandis que l'expression :

$$\frac{1}{h_2 \gamma_2} \int_0^{h_2} \gamma_2 h dh = \frac{h_2}{2}$$

mesure la hauteur  $h_{01}$  du centre de gravité de la masse de béton considéré comme homogène.

L'expression précédente peut donc être écrite sous la forme :

$$(7) \quad \text{ségrégation} = \frac{h_{01} - h_{02}}{h_2} \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_0 - \gamma_2}$$

La ségrégation sera comme d'habitude exprimée par la ségrégation produite par l'unité de travail :

$$\text{ségrégabilité} = \frac{\frac{1}{h_2} (h_{c_1} - h_{c_2}) \frac{\gamma_2}{\gamma_0 - \gamma_2}}{L}$$

En pratique, la mesure de la position des centres de gravité peut être facilitée par l'emploi d'un appareil du type de celui dessiné sur la figure 78. Comme on voit, cet appareil est constitué simplement par un récipient cylindrique doué d'une fermeture hermétique à piston P à base légèrement évidée pour permettre l'évacuation de l'air, restant enfermé entre le béton et le piston même, à travers le tube axial Q.

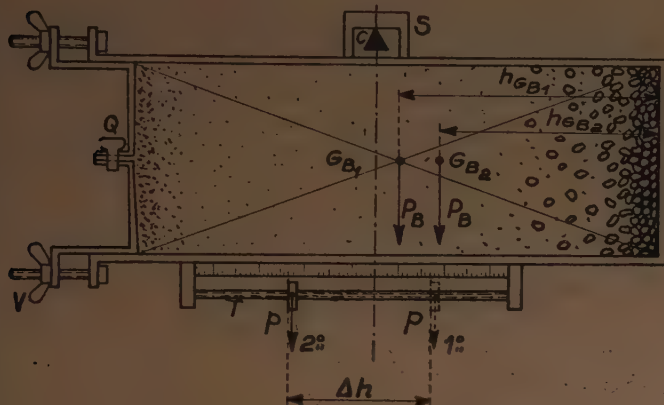


FIG. 78. — Schéma de l'appareil destiné à la détermination de l'état de ségrégation.

A mi-hauteur de l'appareil, un dispositif S permet de mettre l'appareil en équilibre horizontalement sur un couteau fixe C. Parallèlement à la génératrice du cylindre qui est à distance maximum du fil du couteau C est disposé un guide T constitué par une vis à petit pas sur laquelle peut se déplacer par vissage un poids p. La position du poids peut être déterminée au moyen d'une échelle graduée convenablement placée.

La manière de procéder est alors la suivante : on verse le béton dans la boîte, on le vibre jusqu'à arriver à un tassement total. Pour des bétons normaux et, à plus forte raison, pour des bétons dangereux du point de vue de la ségrégabilité, le temps de vibration nécessaire est très réduit (quelques dizaines de secondes sur la table vibrante précédemment décrite). Ensuite, on ferme le récipient avec le couvercle à piston en agissant sur les vis V. Dès que la surface inférieure du piston est entrée en contact avec le béton, on ferme le robinet Q; on met alors le récipient en équilibre sur le couteau C en vissant opportunément le poids p sur la vis V. L'équilibre obtenu, et la position d'équilibre du poids p déterminée, on procède comme d'habitude à l'opération de ségrégation. On replace l'appareil sur le couteau C et on l'équilibre de nouveau par déplacement du poids p.

Si  $\Delta h$  est la distance entre la première et la seconde position d'équilibre du poids p et  $P_B$  le poids du béton essayé, on aura évidemment  $p \cdot h = P_B (h_{c_{B_1}} - h_{c_{B_2}})$  d'où

$$h_{c_{B_1}} - h_{c_{B_2}} = \frac{p}{P_B} \cdot \Delta h$$

( $GB_1$  et  $GB_2$  = centres de gravité de la masse de béton respectivement avant et après la ségrégation,  $h_{c_{B_1}}$ ,  $h_{c_{B_2}}$  leurs distances à la base du récipient). En substituant cette valeur à l'expression  $(h_{c_1} - h_{c_2})$  dans les formules (7) et (8) on a immédiatement la valeur de la ségrégation et celle de la ségrégabilité.

En opérant de cette manière, si nous appelons L le travail de ségrégation expressément effectué et L' le travail employé dans l'opération préliminaire de tassement, dans un diagramme qui donne la ségrégation en fonction du travail (fig. 79) la ségrégabilité sera mesurée par la tangente de l'angle  $\alpha'$  tandis qu'en opérant de la première façon, elle

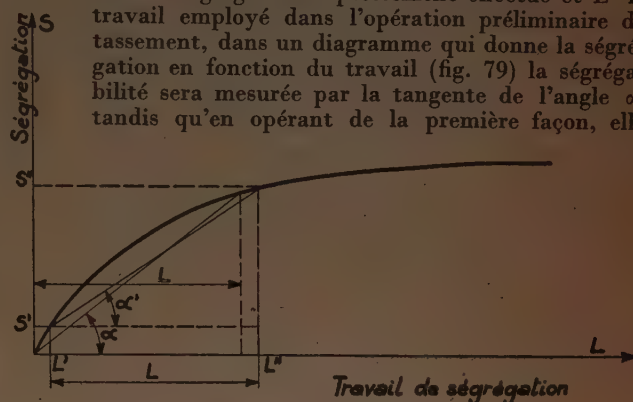


FIG. 79. — Détermination de la ségrégabilité (méthode pratique).

aurait été mesurée par la tangente de l'angle  $\alpha$ . Le rapport  $\frac{L'}{L}$  est cependant très petit et cette différence est pratiquement négligeable.

#### 4° La méthode de ségrégation par centrifugation comme moyen de détermination du travail de ségrégation.

Une autre méthode pour évaluer la ségrégabilité des bétons pourrait être établie en exécutant la ségrégation par centrifugation.

Le béton est placé dans une boîte métallique qui est mise en rotation rapide autour de son axe (fig. 80); si  $\omega$

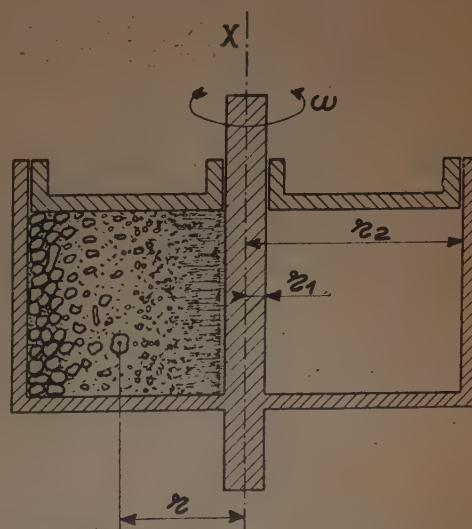


FIG. 80. — Ségrégation par centrifugation.



est la vitesse de rotation le béton sera soumis en chacun de ses points à un champ de forces  $\omega^2 r$  où  $r$  est la distance du point considéré à l'axe X, distance variable de  $r_1$  à  $r_2$ , dans notre cas.

Du point de vue théorique, cette ségrégation est du même type que la ségrégation par sédimentation simple et elle n'en diffère que par le fait qu'au champ de gravité  $g$  vient s'ajouter le champ des forces centrifuges  $\omega^2 r$  qui peut être quelques centaines de fois plus grand que  $g$ . On pourra dire, *grosso modo*, que le processus de ségrégation par centrifugation sera d'autant plus rapide, par rapport au processus par sédimentation simple, que la valeur moyenne de  $\omega^2 r$  sera plus grande que  $g$ .

Le processus de ségrégation ne devrait donc pas avoir lieu pour des bétons qui ne subissent aucune ségrégation sous l'action du champ de gravité  $g$  seul. En réalité, un corps en rotation rapide se trouve toujours soumis à des vibrations plus ou moins intenses et à fréquence généralement multiple de celle du mouvement de rotation. Ces vibrations qui peuvent être facilement réglées dans leur intensité produisent une certaine fluidification dans la masse et, sous cet aspect, reconduisent la ségrégation par centrifugation à une sorte de sédimentation forcée.

Par un raisonnement analogue à celui suivi dans les définitions précédentes, dans ce dernier cas la ségrégation peut être définie par l'expression suivante :

$$\text{ségrégation} = \int_{r=r_1}^{r=r_2} \frac{(\gamma - \gamma_2) \cdot 2\pi \cdot r^3 dr}{\frac{1}{2} \gamma_2 \pi (r_2^4 - r_1^4)} \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_0 - \gamma_2}$$

Dans cette formule, les différents symboles ont les significations déjà vues. En appelant  $J_{n_0}$  et  $J_n$  les moments d'inertie de la masse de béton par rapport à l'axe X, respectivement avant et après la ségrégation, l'expression précédente pourra s'écrire :

$$(9) \text{ ségrégation} = \frac{J_n - J_{n_0}}{J_{n_0}} \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_0 - \gamma_2} = \left( \frac{J_n}{J_{n_0}} - 1 \right) \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_0 - \gamma_2}$$

La ségrégabilité sera mesurée comme d'habitude par la ségrégation produite par l'unité de travail, pratiquement par la ségrégation produite dans un temps donné de centrifugation.

La détermination des moments d'inertie  $J_{n_0}$  et  $J_n$  peut être exécutée d'une manière très exacte en mesurant la période d'oscillation par torsion de la boîte autour de son axe.

On suspend la boîte remplie du béton à essayer à un fil métallique AB (fig. 81) opportunément choisi. On lui imprime un certain angle de torsion et on la laisse osciller librement; on détermine ainsi la période d'oscillation  $T_0$ . On répète l'essai une fois la ségrégation effectuée, et on détermine la nouvelle période d'oscillation  $T$ . Si on appelle  $J_0$  et  $J$  le moment d'inertie axiale de l'ensemble récipient et béton avant et après ségrégation, on pourra écrire :

$$(10) \quad \frac{J}{J_0} = \frac{T_0^2}{T^2}$$

Si on appelle  $J$  le moment d'inertie connu de la boîte vide et, comme on a déjà dit,  $J_{n_0}$  et  $J_n$  respectivement le

moment d'inertie de la masse de béton avant et après la ségrégation, l'expression (10) pourra être écrite :

$$\frac{J_n + J_n}{J_{n_0} + J_n} = \frac{T_0^2}{T^2}$$

d'où

$$\frac{J_n}{J_{n_0}} = \frac{T_0^2}{T^2} \left( 1 + \frac{J_n}{J_{n_0}} \right) - \frac{J_n}{J_{n_0}}$$

en appliquant la formule (9) on aura :

$$\text{ségrégation} = \left( \frac{J_n}{J_{n_0}} + 1 \right) \left( \frac{T_0^2}{T^2} - 1 \right) \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_0 - \gamma_2}$$

Dans cette formule, tous les termes sont connus; en effet :

$T_0$  et  $T$  sont déterminés expérimentalement;

$J_n$  est une constante de l'appareil;

$J_{n_0}$  peut être déterminé immédiatement en connaissant le poids  $P_{n_0}$  du béton essayé :

$$J_{n_0} = \frac{1}{2} \cdot P_n \cdot r_1^2 + r_2^2$$

La ségrégabilité sera donnée comme d'habitude par l'expression :

$$\text{ségrégabilité} = \frac{\left( \frac{J_n}{J_{n_0}} + 1 \right) \cdot \left( \frac{T_0^2}{T^2} - 1 \right) \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_0 - \gamma_2}}{L}$$

où  $L$  est le travail employé pour produire la ségrégation.

La méthode de ségrégation par centrifugation peut se prêter convenablement à une étude plus approfondie du phénomène de la ségrégation et, en particulier, permettre de déterminer le travail interne de ségrégation, c'est-à-dire

le travail effectivement absorbé par la masse pour se ségréger. En effet, la quantité  $L$ , introduite dans toutes les formules précédentes donnant la ségrégabilité d'un béton, est bien loin d'être égale au vrai travail de ségrégation et il n'en est que grossièrement proportionnel. Pour cette raison, la valeur des mesures de ségrégabilité que nous venons de définir doit être considérée comme une valeur simplement relative, permettant de comparer des bétons différents. Voyons comment, au moyen de la méthode par centrifugation, on peut arriver à la détermination de la valeur absolue de la ségrégabilité d'un béton.

Imaginons que nous remplissons le récipient cylindrique d'un matériau ayant le même poids spécifique que le béton à essayer mais n'étant pas ségrégeable (par exemple, un mélange judicieusement dosé de sable et de limaille de fer). Au moyen d'un wattmètre, déterminons la puis-

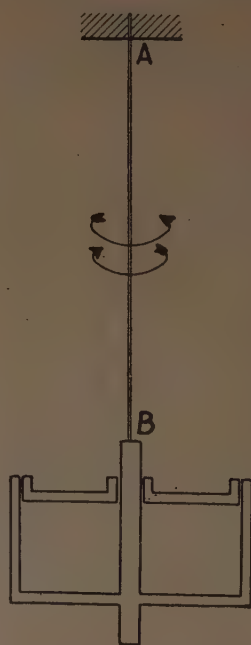


FIG. 81. — Schéma du dispositif pour la mesure des moments d'inertie.

sance absorbée par un moteur électrique pour maintenir le cylindre à une vitesse de rotation constante  $\omega_c$ . Une fois la vitesse de régime atteinte, la puissance utilisée restera constante dans le temps et sera dépensée à vaincre les différentes résistances de frottement s'opposant au mouvement. Substituons maintenant au mélange inségrable notre béton, et exécutons à la même vitesse de rotation constante une série d'essais de ségrégation de différentes durées. Déterminons pour chaque essai les variations du moment d'inertie de la masse du béton, dues à la ségrégation. On peut ainsi tracer par points le diagramme du moment d'inertie du béton  $J_B$  en fonction du temps de ségrégation. Ce diagramme aura l'allure de celui dessiné sur la figure 82. Par dérivation graphique, on peut déterminer, toujours en fonction du temps, le diagramme  $\frac{dJ_B}{dt}$ , ce diagramme aura l'allure de celui tracé sur la même figure.

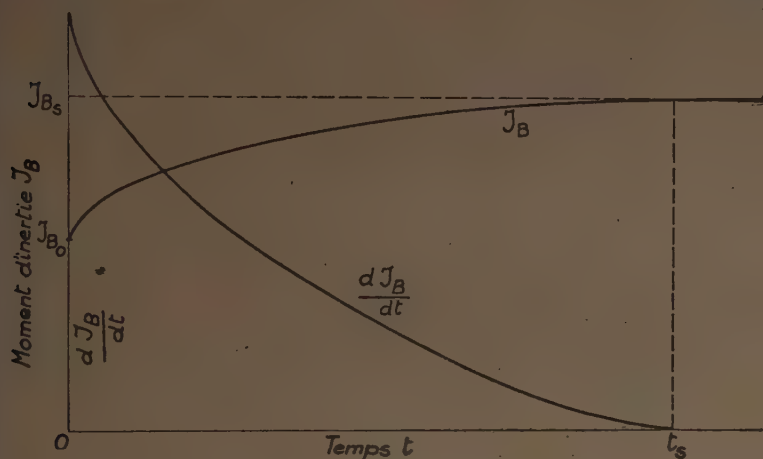


FIG. 82. — Ségrégation par centrifugation. Diagramme qualitatif de la valeur du moment d'inertie du béton ( $J_B$ ) et de sa dérivée ( $\frac{dJ_B}{dt}$ ) en fonction du temps de rotation.

Exécutons maintenant, avec du béton identique, un essai analogue à celui fait précédemment avec le mélange inségrable en déterminant, toujours en fonction du temps, la puissance qu'il est nécessaire de fournir au moteur pour maintenir la vitesse de rotation constante  $\omega_c$ . Contrairement au cas précédent, cette puissance ne sera plus constante mais elle tendra à diminuer graduellement, pour se stabiliser enfin quand la ségrégation sera devenue complète.

En effet, si nous appelons  $\omega_c$  la vitesse de rotation constante,  $M$  le couple moteur utilisé,  $M_r$  le couple résistant dû aux frottements,  $\frac{dJ}{dt}$  la dérivée du moment d'inertie par apport au temps et  $P_s$  la puissance absorbée par le phénomène de ségrégation, l'équation d'équilibre dynamique qui régit le phénomène peut s'écrire :

$$M\omega_c = M_r\omega_c + \frac{1}{2} \frac{dJ}{dt} \omega_c^2 + P_s.$$

La quantité  $M_r$  peut être considérée constante dans le temps et égale au couple moteur employé en phase de régime dans le premier essai sur le mélange inségrable;  $\frac{dJ}{dt}$  a aussi été déterminé de la manière déjà vue; on peut donc passer à la détermination de  $P_s$ .

Sur la figure 83, nous donnons une représentation graphique du phénomène. Nous appelons  $t_0$  le temps nécessaire pour que le cylindre acquière la vitesse de rotation de régime  $\omega_c$  et  $t_s$  le temps nécessaire pour arriver à un état de ségrégation qui puisse être considéré complet. On peut rendre le temps  $t_0$  très petit par rapport au temps  $t_s$ . On aura donc encore une bonne approximation en se limitant à considérer le phénomène à partir du point  $t_0$ . La droite AB représente la puissance constante  $M_r\omega_c$  employée pour vaincre les différents frottements. La courbe A'B est le diagramme de la puissance totale consommée et lue directement au wattmètre. Si on porte à partir de la fon-

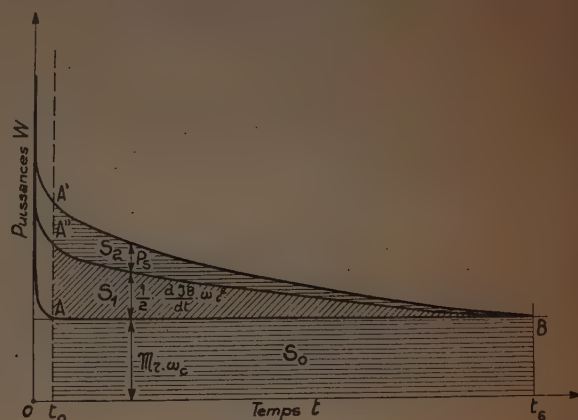


FIG. 83. — Ségrégation par centrifugation. Représentation graphique qualitative de l'équilibre dynamique du phénomène.

damentale  $W = M_r\omega_c$  les ordonnées du diagramme  $\frac{dJ_B}{dt}$  multiplié par la quantité  $\frac{1}{2} \omega_c^2$  on obtient la courbe A'B. La différence des ordonnées comprises entre la courbe A'B et la courbe A'B indique la puissance absorbée par le travail de ségrégation. Le travail de ségrégation total  $L_s$  sera représenté par la surface  $S_2$  comprise entre ces deux courbes. Ce travail est pendant l'essai transformé totalement en chaleur. La surface comprise entre la droite AB et la courbe A'B indique l'augmentation d'énergie cinétique de la masse du béton en rotation à cause de l'augmentation de son moment d'inertie.

La mesure absolue de la ségrégabilité d'un béton sera alors donnée par le rapport  $\frac{S_1}{S_2}$  des deux surfaces ainsi définies, multiplié par la quantité :

$$\frac{2}{J_{B_0} \cdot \omega_c^2} \frac{\gamma_B}{\gamma_G - \gamma^2}$$



## BIBLIOGRAPHIE SUR LA VIBRATION DU BÉTON

Nous avons cru pouvoir rendre un service aux techniciens en recueillant ici la bibliographie la plus complète possible sur la vibration du béton frais.

Sur peu de sujets techniques on a écrit d'une façon aussi fragmentaire et dispersée que sur la vibration du béton. Plus que des recherches profondes et de large portée, les documents publiés sur ce sujet consistent en des études rapides généralement parues sous la forme d'articles de journaux et de revues.

La méthode de mise en place du béton par vibration, née il y a une vingtaine d'années, a soulevé tout de suite des controverses nombreuses : tantôt des enthousiasmes excessifs, tantôt des scepticismes injustifiés.

Petit à petit les connaissances se sont développées et on a appris à apprécier à leur juste valeur les possibilités et les avantages présentés par cette technique.

Plusieurs des ouvrages ici rapportés ont perdu avec le temps beaucoup de leur intérêt ; nous les avons inclus cependant dans cette liste pour que le lecteur puisse y trouver un tableau complet de l'évolution de cette technique.

- ABRAMS (A.). — Effet des vibrations des secousses et du pilonnage sur le béton frais. *American Concrete Institute Proc.*, 15, 1919; *Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Bull.* 3, 1919.
- AHLJOU. — Le mécanisme de la vibration du béton et son application aux revêtements des chaussées. *Revista Obras Publicas*, janvier 1944.
- ANDERSON. — Caractéristiques du béton vibré. *Eng. News Record*, tome 115, 14 nov. 1935, p. 670-677.
- ANDRUS (H. L.). — La construction d'un égout de 1,34 m de diamètre intérieur sur une longueur de 1 050 m. *Concrete*, mars 1932 (Chicago).
- ARDOUILLE. — Le béton vibré. *Associat. Belge pour l'Étude des matériaux*, mars 1934.
- ARNOUX. — Le môle d'escalade du Verdon. *La Nature*, 1<sup>er</sup> fév. 1932.
- AZEMA. — Bureau Central des P. T. T. du 15<sup>e</sup> arrond. de Paris. *Le Bâtiment illustré*, février 1934.
- BÄHRNER (V.). — Utredning gällande möjligheterna att medelst vibriering erhålla betong med hög korttidshållfasthet resp. hög sluthållfasthet. *Vibrotekniska undersökningen*, rapport 2 Svenska Cementföreningen, mars 1940, Malmö.
- BARAVALLE (F.). — Mechanische Betonverdichtung. *Osterreichische Bauzeitung* (Autriche), 2 sept. et 16 janv. 1933.
- BASTIAN. — Note sur la vibration du béton au cours de sa prise. *Inst. Techn. du Bât. Circulaire série F*, n° 18, 8 janv. 1944.
- BEAUCHAMP (R.). — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934, p. 68.
- BENDEL. — Détermination d'avance de la résistance du béton vibré. *Bauingenieur*, tome 15, janvier 1934, p. 33.
- BENKELMAN (A. C.). — La route de Virginie. Description du projet et des données prélevées pendant la construction. *Public Roads*, n° 4, juin 1928, p. 73.
- BENN (A.). — Construction du pont du Trient en béton vibré. *Schweizerische Bauzeitung*, 27 janvier 1934, p. 49.
- BÉRENGIER (J.). — Chaussées à liant hydraulique. *Science et Industrie* (numéro spécial : Route, 1931).
- La pervibration, nouveau procédé de serrage du béton. *Le Génie Civil* du 21 fév. 1931.
- BLAINE et TUCKER. — Application des tables vibrantes à la mesure de consistance du mortier et à la fabrication des cubes de mortier. *Journal of Research*, tome 24, février 1940, p. 103-124.
- BLOEM (R.). — Vibrateurs à air comprimé et vibrations électriques. *Bull. de la Fed. Belge du Bât.*, 15 déc. 1934, p. 1085-95.
- BOLOMEY (J.). — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. Les essais du laboratoire d'essais des matériaux de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne. *Science et Industrie*, février 1934, p. 52.
- BOLOMEY (J.). — Le béton vibré ou pervibré, ses propriétés et conditions d'emploi. *Bull. Techn. de la Suisse Romande*, tome 60, 14 avril 1934, p. 85-87.
- Le béton vibré ou pervibré; *Technique des Travaux*, tome 9, septembre 1934, p. 555-558.
- BONFIOLI (E.). — Nozioni attuali sulle proprietà dei colstruzzi. *L'Energia Elettrica* (Italie), juillet-août-octobre 1933.
- BRICE (L. P.). — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934.
- BROQUAIRE. — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934, p. 55.
- CALEAS (P.). — Le pont en béton armé de la rue La Fayette à Paris. *Génie Civil* du 1<sup>er</sup> déc. 1928.
- CAMPUS (F.). — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934, p. 56.
- CAVALLARI-MURAT (A.). — Progressi e possibilità di sviluppo della vibrazione del calcestruzzo. *Atti dei Sindacati Provinciali. Ingegneri del Piemonte*. N. 10-11-12. Torino, octobre-décembre 1942.
- CHAGNAUD (L.). — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. Chantier du port de Marseille. *Science et Industrie*, février 1934, p. 56.
- CLAIR (N.). — L'emploi de la vibration dans la fabrication de produits en béton. *Journal of the American Concrete Inst.*, 1933-1934; *American concrete Inst. Proc.*, 1929, p. 383.
- CLAIRGEON (P.) et KOCH (P.). — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. Le béton mis en place mécaniquement dans les revêtements d'aqueducs, notamment en souterrain. *Science et Industrie*, février 1934, p. 69.
- COYNE. — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. L'expérience du barrage de Maréges sur la Dordogne. *Science et Industrie*, février 1934, p. 57.
- COYNE et DENIAU. — Exposé sur la pervibration. *Entreprise Française*, juin 1934.
- Sur l'emploi de la vibration du béton. Essais sur la vibration superficielle. *Beton und Eisen*, 20 mars 1935, 5 avril 1935.
- DARDANELLI (G.). — La vibrazione del calcestruzzo durante la presa. *Atti e Rassegna Tecnica della Società degli ingegneri e architetti in Torino*, août 1947.
- DAVIS (H. E.) et TUTHILL (L. H.). — Overvibration and revibration of concrete. *Journal of the American Concrete Institute*, sept. 1938, p. 41.
- DAVIS (R. E.). — Discussion of recommendations for placing concrete by vibration. *Journal of the American Concrete Institute*, sept.-oct. 1936.
- DAVIS (R. E.) et DAVIS (H. E.). — Augmentation de la compacité du béton au moyen de pilons vibrants. *Journal of the American Concrete Institute*, 1933, 4; *American Concrete Institute Proc.*, 1929, p. 365.

- DÉBÈS (G.). — Maçonneries, béton et béton armé. Ed. L. Eyrolles, Paris, 1931.
- DENIAU. — Recherches sur le béton (en œuvre). *Science et Industrie*, -avril 1933, p. 159.
- Recherches sur le serrage du béton. *Science et Industrie*, février 1934, p. 44.
- Exposé des expériences sur le serrage du béton. *Centre d'Études supérieures de l'I. T. B. T. P.*, n° 4, avril 1934.
- DENIPSTER. — La vibration comme facteur de compacité du béton. *Roads a. Road Const.*, tome 13, 2 septembre 1935, p. 273-274.
- DESSOFF (M.). — Étude de la pervibration du béton. *Annales des Ponts et Chaussées*, tome 107, mai 1937, p. 681-688.
- DIBBITS (H. A. M. C.). — Notes sur le béton vibré pour un pont hollandais. *Engineering News Record*, tome 113, 6 septembre 1934, p. 298-300.
- DIENST (H.). — La vibration rationnelle du béton en particulier dans la route moderne. *Zement*, n° 52, 24 déc. 1936; n° 53, 31 déc. 1936.
- DOUHERET (G.). — Contribution à l'étude de la propagation des vibrations par vibreurs à masse excentrées rotatives. *Rev. Mat. de Const. et T. P. (Ciment)*, tome 29, juin 1934, p. 181-184.
- DUFOUR. — La vibration du ciment. *Revue mensuelle des Entreprises de Maçonnerie de la Région Parisienne*, déc. 1933.
- DULOS (G.). — Influence de la vibration sur la pression du béton contre les coffrages. *L'Entreprise française*, 25 janvier 1932.
- DUPY (J.). — Un excellent appareil vibreur : « la table vibrante ». *Revue des Mat. de Const. et T. P.*, nov. 1930, p. 458.
- Le béton valsé. *Revue des matériaux de Const. et T. P.*, avril 1932.
- Une installation industrielle type pour la fabrication des pièces en béton vibré. *Revue des Mat. de Const. et T. P.*, tome 18, mai 1933, p. 181.
- L'emploi des électrovibreurs. *Revue des Matériaux de Const. et T. P.*, juillet 1933, p. 247.
- DUTRON (R.). — Bétons vibrés et bétons damés. *Revue des Mat. de Const. et T. P.*, tome 32, décembre 1937, p. 255-258.
- Effets produits par la vibration répétée de masses de béton en voie de durcissement sur la résistance de ceux-ci. *Le Constructeur de C. A.*, avril 1937.
- Bétons vibrés et bétons damés. *Le Constructeur de Ciment armé*, tome 19, novembre-décembre 1947, p. 181-187; tome 20, janvier-février 1948, p. 27-31.
- Vibration du béton et béton armé. *Annales des T. P. de Belgique*, juin-août-octobre-décembre 1944.
- FAURY (J.). — Le Béton. Éd. Dunod, 1946. Paris.
- FEDI (J.). — Derniers progrès des revêtements bétonnés en France. Le damage et son perfectionnement. *Science et Industrie*, tome 17, janvier 1933, p. 49.
- Le béton et les revêtements bétonnés des chaussées. *Travaux*, février 1935.
- FERET (R.). — Bétons plastiques et bétons fluides. *Science et Industrie*, tome 17, mai 1933, p. 207-210.
- Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934, p. 62.
- FERGUSON (L. R.). — Transport et mise en place du béton. *Proceedings of the American Society for testing Materials*. Parts. II et 1927, p. 410.
- FINOT (M.). — La pervibration des revêtements de galeries souterraines. *Technique Moderne*, tome 28, 1<sup>er</sup> juin 1936, p. 397-399.
- La pervibration, procédé de serrage automatique du béton. *Bull. Soc. d'Encouragement pour l'Ind. Nat.*, tome 131, décembre 1932, p. 655-668.
- L'emploi du béton vibré pour la construction des cuves à mazout. *Le Génie Civil*, 17 décembre 1932.
- FISCHER. — Hightenght and Vibrated concrete. *Structural Engineering*, août 1935.
- FONT MAS (J.). — Modernos sistemas de trabajo de hormigón. *Cemento* (Espagne), juin 1932.
- FREYSSINET. — Le béton vibré et pervibré. *Génie Civil*, 28 juin 1930.
- GARDNER (L.). — Engins modernes de mise en place du béton. *Civ. Engineering*, tome 6, 1936, p. 147-151.
- GIERTZ-HEDSTRÖM. — Vattentäthetsförsök med vibrerad och ovibrerad betong-Vibrotekniska undersökningen, rapport 3. *Svenska Cementföreningen*, juillet 1941. Malmö.
- Nagra betongtekniska andisningar för fygnadsarbeten, speciellt där betongen stavibreras. *Svenska Cementföreningen*, nov. 1941, Stockholm.
- GRAF (O.). — Recherches sur les ciments, les mortiers de ciment et bétons. *Vergines Deutscher Ingenieure*, tome 77, 29 juillet 1933, p. 813.
- L'augmentation de la compacité des mortiers et des bétons par la vibration. *Beton und Eisen*, tome 36, 5 mars 1947, p. 76-77.
- Sur les prescriptions provisoires relatives à l'utilisation de pervibreurs pour le serrage du béton. *Bauindustrie*, 15 janvier 1944.
- GRAF (O.) et KAUFMANN. — Recherches sur le compactage du béton par vibration et sur les propriétés du béton vibré (Ernst, Berlin, 1941).
- GRAF (O.) et WALZ (K.). — Essais effectués sur des bétons vibrés et sur des bétons pilonnés à la main. *Beton und Eisen*, 20 août 1933, p. 252.
- Le béton vibré. Étude de la compacité du béton obtenue par vibration. *Z. U. D. I.*, tome 78, 1<sup>er</sup> sept. 1934, p. 1037-1041.
- Essais effectués avec du béton vibré et du béton pilonné à la main. *Science et Industrie*, février 1934, p. 63.
- GRANSTRÖM (S. O.). — Rationellt utförande av vibrobetongbeläggningar. *Cement och Betong*, h. 5-6 déc. 1938. Stockholm.
- Betonggolv några nya gjutningsmetoder. *Cement och Betong* Stockholm, octobre 1945.
- GRUN (R.). — Der Beton. Ed. J. Springer, Berlin, 1938.
- GUERITTE (J. T.). — Vibration and Pervibration. *Structural Engineering*, fév.-avril 1935.
- GUILLON. — Note sur le ciment fondu et la pervibration du béton. *Annales de la Voirie*, tome 89, janvier 1934, p. 2-8.
- HALLENSLEBEN. — Béton vibré et vibreurs en pratique. *Beton und Eisen*, 5 fév. 1937, p. 41-45.
- HASWELL. — Expériences sur le béton vibré dans la province Nord-Ouest de l'Inde. *Royal Engineering Journal*, nov. 1931, p. 677.
- HELM (G.). — Dispositifs vibreurs pour le béton. *Zement*, tome 28, 3 et 10 août 1939.
- HESLING (J.). — Le béton vibré et pervibré. *L'Entreprise française*, 25 juin 1932, p. 33.
- Béton vibré et pervibré. *Chantiers Nord-Africains*, août 1932.
- HORNIBROOCK (F. B.). — Measurement of amplitudes in paving concrete being compacted by vibration. *Proceedings of the twenty-first Annale Meeting of the highway Research Board*, déc. 1941.
- HUMMEL. — L'importance du procédé de vibration sur la technologie du béton (*Wiss. Abh. dtsh. Mat. Prof. Aust.*, 18 nov. 1942).
- JACKSON. — La vibration à haute fréquence appliquée au revêtement de route en béton. *American Concrete Inst.*, tome 6, mai-juin 1935.
- JACKSON (F. H.) et KELLERMANN (W. F.). — Études sur le béton employé pour les dallages; recherche sur l'effet de la vibration et le retardement de la prise sur la qualité des dalles de pavage. *American Society for testing materials*, 1933, 2<sup>e</sup> partie, vol. 33, p. 590; *Public Roads*, n° 8, octobre 1933, p. 129.
- KAISER (W. G.). — Mélanges pour béton vibré destinés à des voûtes enterrées. *Concrete*, juillet 1933, p. 13.
- KAUFMANN. — Sur le serrage du béton par vibration. *Beton und Eisen*, tome 37, 20 août 1938, p. 263-70; 5 sept. 1938, p. 278-282; 20 sept. 1938, p. 297-299.
- KINDEL (E.). — Influence de la vibration sur le béton frais. 1 vol. Editeur W. Ernst u. Sohn, Berlin, 1932.
- KUSS (G.). — Un nouveau matériau : le béton vibré. *Arts et Métiers*, tome 88, février 1935, p. 17-20.
- LEBELLE (J.). — Mise en œuvre du béton sur chantier. *L'Entreprise française*, tome 3, 25 février 1933, p. 21-27.
- Les améliorations apportées au béton par l'emploi de la pervibration. *Génie Civil*, tome 104, 6 janvier 1934, p. 21-22.
- Relation entre les caractéristiques du béton et l'emploi de la vibration. *Génie Civil*, tome 104, 14 avril 1934, p. 336-38.
- Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934, p. 72.



- LEBELLE (J.). — Béton vibré. Considérations sur les différents modes de vibration. *Génie Civil*, 26 octobre 1935, n° 17, p. 407.
- LE GAIN. — Môle d'escalade du Verdon. *La Technique des Travaux*, septembre 1931.
- L'HERMITE (R.). — Mise en œuvre du béton. *Le Constructeur de Ciment armé*, février 1935.
- Leçons sur les essais des matériaux. *Bétons et Ciments*, tome III, Ed. Hermann, Paris, 1940.
- Essai de théorie sur la vibration du béton. *Travaux*, août 1944.
- L'HERMITE (R.) et MARIANI. — Contributions à l'étude du béton vibré. *Annales de l'I. T. du Bâtiment et des T. P.*, janvier 1946, p. 18-28.
- LIGGET. — Vibration applied in placing concrete. *Concrete*, juin 1934.
- LINDAU (A. E.). — La mise en place du béton par vibration. *Am. Concrete Inst.*, tome 6, mars-avril 1935.
- LINDAU (A. E.) et FLÖDIN (H. L.). — Conseils pour la mise en place du béton par vibration. *American Concrete Inst.*, tome 7, mars-avril 1936, p. 4445-457.
- LOSSIER (H.). — Matériaux de construction. Où les progrès de la technique actuelle conduisent-ils le béton armé? *Génie Civil*, 4 novembre 1933, p. 445.
- Béton vibré en grosses masses. *Science et Industrie*, mai 1934.
- LOZACH. — L'Industrie des agglomérés. Utilisation des appareils vibrateurs. *Revue des Mat. de Const. et de T. P.*, mai 1932.
- MAKCHIEF (T.). — Indications sur la façon dont doivent être construits les coffres pour le béton vibré. *Bulletin Techn. Ass. fr. Ing. et Techn.*, tome 18, février 1937, p. 6-10.
- Manuel du béton vibré. Editions Eyrolles, Paris, 1939.
- Prix de revient de la vibration. *Travaux*, tome 23, janvier 1939, p. 25-31.
- Vibration et pervibration du béton. *Travaux*, mai 1940.
- MARCOTTE (E.). — Quelques progrès récents du béton armé. La désaération, la composition granulométrique, la vibration. *La Nature*, 1<sup>er</sup> février 1931, p. 101.
- Le béton vibré. *La Nature*, 15 nov. 1933.
- Les derniers progrès dans le serrage du béton. *La Revue industrielle*, décembre 1933, p. 589.
- Recherches sur les bétons vibrés avec ciments amaigris destinés au barrage de Sansanding (Niger). *Annales des Ponts et Chaussées*, tome 5, 1934, p. 297-314.
- MARIANI (P.). — Note sur la vibration du béton (à suivre). *Entreprise française*, tome 4, 25 février 1934.
- Note sur la vibration du béton. *Entreprise française*, tome 4, 25 mars 1934, 25 avril 1934.
- Contributions à l'étude de la mise en vibration du béton. *Science et Industrie. Constr.*, tome 18, 24 mars 1934, p. 96-97.
- MARY. — Étude de la vibration du béton. *Annales des Ponts et Chaussées*, tome 106, mars 1936, p. 338-365.
- MEYERS. — Renforcement du béton par vibration. *Engineering News Record*, juin 1932, p. 894.
- MICHE (R.). — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. Technique appliquée au barrage du Sautet. *Science et Industrie*, n° 14, février 1934, p. 76.
- MOLINARI (G.). — Estudo sobre concreto vibrado. *Boletim do Instituto de Engenharia*, n° 138, août 1938, S. Paulo.
- MUÑOZ et BARCELO. — De l'opportunité de vibrer le béton dans les charpentes en béton armé. *Revista Obras Publicas*, octobre 1943.
- OCHOA DE RETANA. — La vibration du béton. *Cemento*, tome 7, juillet 1935, p. 259-266.
- OTLINGHAUS (C.). — L'état de compacité du béton obtenu par la vibration et la pervibration. *Beton und Eisen*, tome 32, 5 avril 1933, p. 123-127.
- OUTREY. — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. Expériences du port de Boulogne. *Science et Industrie*, février 1934, p. 60.
- PICMAN (G. L.). — A portable apparatus for measuring vibration in fresh concrete. *Journal of Research of the Nat. Bureau of Standards*, vol. 20, mai 1938.
- POWERS (T. C.). — Vibrated concrete. *Journal of the American Concrete Institute*, juin 1933.
- POWERS (T. C.). — La vibration comme moyen de mise en place du béton. *Engineering News Record*, tome III, 7 décembre 1933, p. 684-686.
- PRAX. — Application de la vibration à la mise en place du béton dans les coffrages. *Revue universelle des mines*, tome 10, 15 sept. 1934, p. 386-90.
- PROBST (M. E.). — Bétons plastiques et bétons fluides. *Science et Industrie*, novembre 1933, p. 552.
- PUJOL (A.). — Contribution à l'étude de la vibration du béton. Thèse à la Faculté des Sciences de l'Université de Paris. Paris, 1939.
- QUENNESSEN (R.). — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934, p. 83.
- RABE (W. H.). — L'état actuel de la vibration du béton aux États-Unis. *Zement*, tome 23, 27 sept. 1934, p. 577-581.
- RENAUD (P.). — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. Le barrage de Oued Fodde. Le barrage de Duero. Le port d'Alger. *Science et Industrie*, février 1934, p. 86.
- ROUSSELL (L.). — La reconstruction du pont de Champigny sur la Marne. Serrage du béton armé par des appareils de pervibration. *Génie Civil*, tome 103, 14 octobre 1933, p. 365-369.
- RUBIO (R.). — La vibration des grandes masses de béton. *Hormingen y Acero*, tome 1, sept. 1934, p. 202-214.
- RUETTGERS (A.). — A questionnaire on concrete vibration. *Journal of the American Concrete Institute*, janvier 1940, p. 265.
- SANTARELLA (L.). — La vibrazione del calcestruzzo di cemento tecnico e risultati sperimentali. Ed. Hoepli, Milano, 1935.
- SANTILMAN. — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. Les digues du canal Albert. *Science et Industrie*, février 1934, p. 87.
- SARRASIN. — Ponts récents en béton armé. *Bulletin techn. de la Suisse Romande*, 17 fév. 1934.
- SATALKIN (A.) et POROTZKIJ (E.). — Augmentation de la résistance du béton par vibration. *Beton und Eisen*, tome 32, 5 août 1933, p. 243.
- SCHNEIDER (H.). — La « vibration Compression » et son application aux travaux de béton et aux terrassements. *Beton und Eisen*, tome 37, 5 janvier 1937, p. 1-7.
- SELA (J.). — Vibration et pervibration du béton. *Ing. y construccion*, tome 12, septembre 1934, p. 562-567.
- SENN (A.). — Sur la construction du pont du Trient en béton vibré. *Schweiz. Bauztg*, tome 103, 27 janv. 1934, p. 49-50.
- SOROKER (V. I.) et ARIELI (E. I.). — Effets produits par la vibration répétée de masses de béton en voie de durcissement sur la résistance de ceux-ci. *Const. Cim. Armé*, avril 1937, tome 19, p. 52-57.
- SUILLLOT (H.). — Pont sur la Loire à Saint-Thibault. *Entreprise française*, 25 juillet 1934, p. 4.
- STATON. — Vibration du béton au pont de San Francisco-Oakland Bay. *American Concrete Inst.*, tome 6, mai-juin 1935.
- TELLER (L. W.). — Les effets de mise en place par la vibration sur la pression du béton contre les parois des coffrages. *Public Roads*, mars 1931.
- TELLER (L. W.) et DAVIS (G. W.). — Effets de la qualité des matériaux et du mode de mise en place sur la résistance et autres caractéristiques des dalles en béton pour tabliers de ponts. *Public Roads*, n° 12, décembre 1931, p. 237.
- TELLER (L. W.) et PROUDELEY (C. E.). — Essais de béton vibré. *Public Roads*, n° 2, avril 1926, p. 36; n° 8, octobre 1927, p. 179.
- THOMAS (F. G.). — Investigations on the vibration of concrete. Interim report n° 1 and 2. *Journal of the Institution of Civil Engineers*. London, mars 1937, avril 1938.
- Investigations on the vibration of concrete : further tests on concrete compacted on vibration table. *The structural engineering*, avr. 1938, p. 142.
- TOURNAY (C.). — L'emploi du béton vibré en Hollande. *Le Génie Civil*, 1934, n° 7, p. 155.
- L'emploi du béton vibré pour la réparation des ouvrages en béton armé. *Génie Civil*, tome 107, 13 juillet 1935, p. 39-43.
- L'emploi du béton vibré pour la réparation des ouvrages en béton armé. *Revue universelle des mines*, tome 11, juillet 1935, p. 326-334.
- TREVES (E.). — Note sur l'emploi des vibreurs pneumatiques dans la fabrication des agglomérés et des constructions en béton

## LA VIBRATION DU BÉTON FRAIS

- armé. Congrès technique international de la maçonnerie et du B. A., II<sup>e</sup> section, mai 1928.
- TREVES (E.). — Le serrage du béton par vibration. *Le Constructeur de Ciment Armé*, août 1929.
- Béton vibré et pervibré. Société des Ingénieurs civils de France. *Bull.*, mai-juin 1930.
  - Le béton vibré et pervibré. *L'Architecture*, nov. 1930, p. 282.
  - Béton vibré et architecture. *L'Architecture Sup. Techn.*, 1931.
  - Le serrage du béton. *Le Constructeur en C. A.*, août 1932.
  - Comment faut-il vibrer le béton. *Science et Industrie*, tome 17, juin 1933, p. 281-286.
  - Le béton vibré. *Génie Civil*, 21 février 1931, 14 oct. 1933.
  - Le béton vibré. *Chantiers*, tome 6, décembre 1933.
  - Contribution à l'étude de la mise en vibration du béton. *Science et Industrie*, tome 18, mars 1934, p. 96-97.
  - Trilbeton. *Beton (Pays-Bas)*, 4 mai 1934.
  - Le béton vibré. Considérations sur les différents modes de vibration. *Génie Civil*, 19 oct. 1935, tome 107, p. 366-371.
- TUCKER, PIGMANN, PISAPIA, ROGERS. — Études sur le béton vibré. *Journal of Research of the National bureau of standards*, tome 19, nov. 1937, p. 575-592.
- TUCKER (J.), WALKER (W.), SWENSON (J. A.). — Qualités du béton au point de vue physique. *Journal of the American Concrete Inst.*, vol. 3, n° 4, décembre 1931; *American Concrete Inst. Proc.*, vol. 28, p. 243.
- TUTHILL (L. H.). — La vibration, une aide pour une meilleure mise en œuvre du béton. *American Concrete Institute*, tome 6, mai-juin 1935.
- VENZO. — La mise en œuvre du béton. *Le Bâtiment illustré*, juin 1934.
- VIESER. — Recherches sur le béton vibré. *Der Zement*, 17 août 1933, p. 465.
- WALZ (K.). — Contribution à l'utilisation de la vibration pour la mise en œuvre du béton. *Beton und Eisen*, année 1935, n° 5-6-7.
- WASHA (G. W.). — Comparaison of the physical and mechanical properties of hand rodded and vibrated concrete made with different cements. *Journal of the American Concrete Inst.*, juin 1940, vol. II, n° 6.
- WERNEKKE. — Béton vibré. *Tonindustrie Ztg*, tome 57, 28 août 1933, p. 811-812.
- WITHEY (M. O.). — Freezing and thawing, permeability and strength on vibrated concrete cylinders of low cement content. *Journal of the American Concrete Inst.*, mai-juin 1935.
- WITHEY (M. O.). — Bond of vibrated concrete. *Proceedings of the 10th annual meeting*. Highway research board Washington, novembre 1936.
- ### TRAVAUX ANONYMES CLASSÉS EN ORDRE CHRONOLOGIQUE
- Installation mécanique pour le damage du béton. *Engineering News Record*, n° 13, 1928, p. 480.
  - Vibrateurs pneumatiques. *Ciment*, 27 septembre 1929.
  - Emploi d'un béton exceptionnellement sec pour la construction de grands barrages. *Engineering News Record*, 24 octobre 1929, p. 640.
  - O. S. — Le béton vibré et pervibré. *Der Zement*, n° 52, 1930, p. 1238.
  - P. C. — Le pilonnage par vibration des produits moulés. *Constructeur de Ciment armé*, février 1930.
  - Le béton vibré et pervibré. *Bulletin de la Société des Ingénieurs civils*, mai-juin 1930.
  - P. C. — Le pilonnage par vibration des produits moulés. *Revue des Matériaux de Construction et de Travaux Publics*, juillet 1930, p. 281.
  - Apparechio vibratore per cemento. *L'Ingegnere*, vol. IV, n° 10 (Italie), octobre 1930.
  - Vibratori per Cemento. *L'Ingegnere*, vol. IV, n° 12 (Italie), déc. 1930.
  - Le béton vibré. *Bautechnik*, janvier 1931, p. 56.
  - Consolidation du béton par vibration. *Schweizerische Bauzeitung*, n° 3, 1931, p. 43.
  - Mise en place du béton. *Ciment*, n° 12, 1931, p. 449.
  - Un revêtement de béton vibré en protection des pipe-lines enterrés. *Concrete*, mars 1931, p. 23 (Chicago).
  - Contrôle précis du béton au barrage Koon. *Engineering News Record*, 31 déc. 1931.
  - La vibration du béton. Résultats d'essais. *Engineering News Record*, 2 mars 1933.
  - Nouveauté sur le ciment et le béton. *Engineering News Record*, tome 110, 16 mars 1933, p. 350.
  - Procédé de pervibration du béton imaginé par M. Deniau. *Bull. Soc. Enc. Ind. Nat.*, avril 1933, p. 226.
  - Mise en place sous l'eau de béton au moyen d'une goulotte de trémie vibrée. *Concrete*, mai 1933, p. 13 (Chicago).
  - Nouvelle installation de vibration pour la fabrication d'agglomérés en béton. *Der Zement*, tome 22, 15 juin 1933, p. 334.
  - Mise en place du béton vibré sous l'eau. *Beton und Eisen*, tome 32, 5 août 1933, p. 243.
  - La vibration du béton dans la pratique canadienne. *Génie Civil*, 15 septembre 1934, n. 11, p. 249.
  - Vibreur superficiel de béton. *Bautech*, tome 13, janv. 1935, p. 30-31.
  - Nouvelles machines de tassement et de pose de béton pour grands canaux. *Engineering News Record*, tome 116, 20 février 1936, p. 279-282.
  - Emploi des vibreurs. Prescription du American Concrete Institute. *Concrete*, tome 31, juin 1936, p. 348-352.
  - Sur le béton vibré. *Concrete*, juin 1936, tome 31, p. 332-336.
  - Les qualités du béton vibré et le mode d'emploi des vibrateurs. *Génie Civil*, 1936, n° 22, p. 493.
  - Amélioration du béton par vibration. *Roads Res. Techn. Papers* n° 4, 11 janvier 1937.
  - Rapport des sous-commissions réunies à l'Institution of Civil Engineering. *Structural Engineering*, tome 16, avril 1938, p. 142-150.
  - Consolidating Concrete by Vibration. *Concrete Building and Concrete Products*, vol. 14, n° 8, p. 145, août 1939.
  - Inconvénients de la survibration et de la revibration du béton. *Génie Civil*, 1940, n° 20, p. 332.
  - Arbetsbeskrifning för Vibrobetongbläggning för Golv, Planer O. Dyl. Svenska. Cementföreningen-Cement och Betong, n° 1 et 2, 1941, Stockholm.
  - Vibrateur multiple pour l'exécution des chaussées en béton. *Le Génie Civil*, n° 11, 1945.
  - Machine à serrer et vibrer le béton. *The Engineering*, 1<sup>er</sup> février 1946, p. 114.
  - Dame pneumatique pour la vibration du béton des chaussées, système Holman. *Génie Civil*, tome CXIII, n° 10, 15 mai 1946, p. 130.
  - HERSENT SOCIÉTÉ. Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934, p. 75.
  - ALLIED MACHINERY CO. — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934, p. 88.
  - SOCIÉTÉ GÉNÉRALE D'ENTREPRISES. — Enquête sur la vibration du béton en grosses masses. *Science et Industrie*, février 1934, p. 85.



**TABLE DES MATIÈRES**

	Pages.		Pages.
PRÉFACE .....	2	B. — Méthodes et appareils de mesure des propriétés du béton frais.....	28
 PREMIÈRE PARTIE		1° Le slump-test et le flow-test. Leur sensibilité dans la mesure de la variation de la quantité d'eau de gâchage.....	29
PRÉLUDE AUX RECHERCHES		2° Précision des mesures obtenues par le slump-test et le flow-test .....	32
EXPÉRIMENTALES SUR LA VIBRATION DU BÉTON		3° Nouvelles tentatives dans la mesure de la maniabilité des bétons. La méthode FAURY et la méthode de VEBE.....	34
THÉORIE DE LA VIBRATION		C. — Considérations générales sur la mécanique interne du béton frais.....	37
A. — Le béton frais .....	3	D. — Description de la machine employée dans les essais de cisaillement .....	39
B. — La vibration.....	4	E. — Essais préliminaires sur les constituants du béton type.....	42
C. — Le frottement et la pression d'agitation .....	5	1° Étude du frottement interne.....	42
D. — La pression et l'énergie d'agitation.....	6	2° Mécanique interne des matériaux incohérents en état de vibration.....	48
E. — Serrage et désaération du béton vibré.....	8	F. — Essais sur le 'béton type'.....	52
F. — La viscosité du béton vibré et le serrage.....	10	1° Caractéristiques du béton type employé dans les essais. Détermination de sa courbe granulométrique .....	52
G. — Expériences de serrage .....	11	2° Détermination de l'angle de frottement interne et de la cohésion du béton.....	53
H. — Étude plus approfondie du frottement interne.....	12	3° Effets de la vibration sur les caractéristiques mécaniques des bétons frais.....	54
I. — Propagation de la vibration .....	13	4° Caractéristiques mécaniques du béton après vibration. Détermination de sa courbe intrinsèque complète .....	56
J. — Le diagramme de compacité dynamique en fonction de l'eau.....	15	5° Détermination des angles de frottement entre le béton et le bois et entre le béton et l'acier....	58
K. — Résumé et conclusion.....	16	G. — Recherches sur la viscosité du béton en état de vibration.....	59
DISCUSSION.....	18	1° Description de l'appareil et de la méthode d'essai.	60
Notes complémentaires.....	19	2° L'essai au viscosimètre comme une méthode d'évaluation de la maniabilité d'un béton.....	62
Les vides.....	19	H. — Étude sur la ségrégabilité du béton.....	64
La pression d'agitation.....	19	1° Considérations générales sur la ségrégation du béton.....	64
Le serrage et la viscosité.....	19	2° Définitions et méthodes de mesure de l'état de ségrégation et de la ségrégabilité d'un béton...	65
L'orientation de la vibration.....	20	3° Méthode pratique pour la mesure de l'état de ségrégation et de la ségrégabilité d'un béton...	68
La vibration plane inférieure.....	21	4° La méthode de ségrégation par centrifugation comme moyen de détermination du travail de ségrégation.....	69
Dynamique de la table vibrante.....	22	BIBLIOGRAPHIE.....	72
La vibration plane supérieure.....	24		
La règle vibrante.....	25		
La dame vibrante.....	26		
 DEUXIÈME PARTIE			
RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR LA			
MÉCANIQUE INTERNE			
ET SUR LA VIBRATION DU BÉTON FRAIS			
INTRODUCTION .....	27		
A. — Définitions des propriétés des bétons frais.....	28		

*Reproduction interdite.*

---

**LIANTS HYDRAULIQUES, N° 1**

**HYDRATATION ET HYDROLYSE  
DES SILICATES ET DES ALUMINATES  
DE CALCIUM  
EN FONCTION DE LA TEMPÉRATURE**

**PAR****M. J. BROCARD**

INGÉNIEUR-DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

CHEF DU LABORATOIRE DE CHIMIE AUX LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS



## TABLE DES MATIÈRES

	Pages.
CHAPITRE PREMIER. — Généralités.....	3
<i>Les constituants des ciments.....</i>	3
<i>Hydratation des constituants anhydres. Prise et durcissement.....</i>	4
CHAPITRE II. — Méthodes analytiques.....	7
CHAPITRE III. — Résultats expérimentaux.....	7
I. Action de l'eau sur les aluminates de calcium anhydres en fonction de la température.....	7
A) Aluminat monocalcique : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaO}$ .....	7
B) Aluminat tricalcique : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$ .....	13
C) Aluminoferrite tétracalcique : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{CaO}$ .....	15
II. Action de l'eau sur les silicates de calcium en fonction de la température.....	18
A) Silicate bicalcique : $\text{SiO}_2 \cdot 2\text{CaO} \beta$ .....	18
B) Silicate tricalcique $\text{SiO}_2 \cdot 3\text{CaO}$ .....	20
III. Action de l'eau sur les constituants hydratés en fonction de la température.....	22
A) Aluminat bicalcique hydraté : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaO} \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ ....	22
B) Aluminat tétracalcique hydraté $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ ....	23
C) Aluminat tricalcique cubique : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 16\text{H}_2\text{O}$ ....	24
D) Silicate monocalcique hydraté : $\text{SiO}_2 \cdot \text{CaO} \cdot 2,5\text{H}_2\text{O}$ ....	27
CHAPITRE IV. — Conclusions : Applications à la chimie des ciments.....	28
1° Ciments alumineux.....	29
2° Ciments à prise rapide.....	29
3° Ciments artificiels.....	30
BIBLIOGRAPHIE.....	31

## CHAPITRE PREMIER

## GÉNÉRALITÉS

L'étude de l'action de l'eau sur les silicates et les aluminates de calcium est un chapitre important de la chimie des ciments.

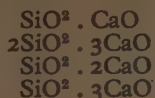
L'explication des phénomènes de prise et de durcissement, ainsi que l'étude des décompositions par les eaux pures ou salines, mettent en évidence l'intérêt de telles études.

## LES CONSTITUANTS DES CEMENTS

Les ciments se composent essentiellement des différentes variétés de silicates et d'aluminates de calcium.

## 1. Silicates de calcium.

Le diagramme dressé par RANKIN met en évidence les quatre composés suivants :



Le métasilicate  $\text{SiO}_2 \cdot \text{CaO}$  existe sous deux formes : la wollastonite  $\beta$  ou naturelle, et la wollastonite  $\alpha$  artificielle. Généralement, on ne rencontre pas ce composé dans les ciments.

Le sesquisilicate  $2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{CaO}$  se présente en grains arrondis, probablement orthorhombiques ; il se dissocie à  $1475^\circ \text{C}$ .

Le silicate bicalcique  $\text{SiO}_2 \cdot 2\text{CaO}$  existe sous trois formes :  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ .

La variété  $\alpha$  est stable aux hautes températures et la variété  $\gamma$  est stable à la température ordinaire. La forme intermédiaire  $\beta$  conservée par trempe à la température ordinaire, est un constituant important des ciments.

Le silicate tricalcique  $\text{SiO}_2 \cdot 3\text{CaO}$  mis en évidence par le diagramme de RANKIN, a été découvert en 1887 par LE CHATELIER ; toutefois la difficulté de sa préparation a longtemps fait nier son existence.

LE CHATELIER l'a obtenu, pour la première fois, par décomposition du chlorosilicate de chaux par la vapeur d'eau à une température supérieure à  $450^\circ \text{C}$  :



Le silicate tricalcique se décompose avant de fondre, ce qui exclut son mode de préparation par fusion. On peut, toutefois, l'obtenir par chauffages répétés des cons-

tituants à  $1400^\circ \text{C}$  ; il se forme d'abord du silicate bicalcique qui fixe peu à peu la troisième molécule de chaux.

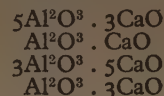
Le silicate tricalcique est le constituant principal des ciments artificiels.

## 2. Aluminates de calcium.

L'aluminate monocalcique a été préparé par différents auteurs : EBELMEN, PÉLOUZE, SAINTE-CLAIRE DEVILLE, FRÉMY, LE CHATELIER, DUFAU.

TISSIER et LE CHATELIER ont admis l'existence du composé :  $2\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$ , FRÉMY celle de l'aluminate  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaO}$ .

L'aluminate tricalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$  a été préparé par TISSIER, FRÉMY, LÖEWIG, LE CHATELIER, ALLEN et ROGERS. Enfin, SHEPERD et RANKIN ont dressé le diagramme du système binaire chaux-alumine, qui met en évidence la formation des quatre composés définis :



Ces résultats ont été confirmés par les travaux de RANKIN et WRIGHT, HANSEN, DYKERHOFF, ASHTON et BOGUE.

Le penta-aluminate tricalcique  $5\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$  existe sous deux formes allotropiques : une forme stable fondant à  $1720^\circ \text{C}$ , et une forme instable sans point de fusion défini.

L'aluminate monocalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaO}$  s'obtient facilement par chauffage des constituants ; il fond à  $1600^\circ \text{C}$ . C'est le constituant principal du ciment alumineux.

Le trialuminate pentacalcique  $3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 5\text{CaO}$  existe sous une forme stable  $\alpha$  qui fond à  $1445^\circ \text{C}$  et sous une forme instable  $\alpha'$  sans point de fusion et de transformation définie.

L'aluminate tricalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$  se prépare par chauffage des constituants ; il se décompose avant de fondre à  $1515^\circ \text{C}$ . C'est le constituant principal des ciments à prise rapide ; on le rencontre également dans les ciments artificiels.

On voit donc que les ciments se composent principalement de silicate tricalcique, de silicate bicalcique  $\beta$ , d'aluminate tricalcique, auxquels il convient d'ajouter : l'aluminoferrite de calcium  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{CaO}$ , les ferrites mono et bicalciques, ainsi que les combinaisons ternaires :  $\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaO}$  (gehlénite) et  $\text{SiO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$ .



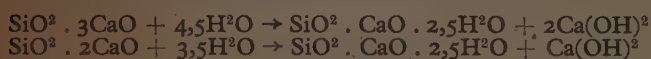
### HYDRATATION DES CONSTITUANTS ANHYDRES PRISE ET DURCISSEMENT

En présence d'eau, les constituants anhydres instables s'hydratent pour donner naissance à de nouveaux constituants hydratés stables, au cours d'un phénomène complexe qui englobe ce que l'on a coutume d'appeler : *la prise et le durcissement*. C'est Henry LE CHATELIER qui donna pour la première fois, en 1887, une explication rationnelle de ce phénomène. Cette théorie émise il y a 60 ans, simplement corrigée dans quelques détails, est aujourd'hui universellement admise.

En présence d'une quantité d'eau insuffisante pour les dissoudre complètement, les constituants anhydres instables se dissolvent jusqu'à saturation; la solution est alors sursaturée par rapport aux constituants hydratés stables qui cristallisent. C'est cette première cristallisation, accompagnée d'une brusque discontinuité dans la viscosité de la pâte qui constitue le *début de prise*. La continuation du processus d'hydratation, accompagnée du feutrage et de la soudure des individus cristallins formés constitue le *durcissement*.

### 3. Action de l'eau sur les silicates de calcium.

LE CHATELIER a montré que les silicates :  $\text{SiO}_2 \cdot 3\text{CaO}$  et  $\text{SiO}_2 \cdot 2\text{CaO}$  s'hydratent avec formation de silicate monocalcique hydraté suivant les équations :



Ce savant a également étudié l'action de l'eau sur le silicate monocalcique hydraté formé. Le composé s'hydrolyse suivant un équilibre invariant et la limite indiquée par LE CHATELIER est 0,052 g de chaux par litre.

Les travaux de LERCH et BOGUE, de THORVALDSON et VIGFUSSON concluent également à l'existence d'un silicate monocalcique hydraté. Toutefois, KÜHL, confirmant les indications de LE CHATELIER, a montré que la composition du silicate hydraté dépend de la concentration en chaux de la solution au contact de laquelle il se trouve. En présence d'eau de chaux saturée, la composition serait voisine de  $\text{SiO}_2 \cdot 2\text{CaO} \cdot \text{Aq}$ .

JOLIBOIS et CHASSEVENT admettent qu'au début de l'hydratation, il y a adsorption de la chaux par la silice, et formation d'un précipité gélatineux, qui n'est pas initialement un composé défini. En déterminant la concentration en chaux des solutions obtenues en agitant dans l'eau une quantité fixe de silice et des quantités de chaux variables, ces auteurs ont obtenu un palier qui correspond à une concentration de 60 mg/l pour les mélanges qui contiennent moins de chaux que de silice. Ce palier met en évidence l'existence du silicate monocalcique hydraté. Pour les solutions plus concentrées, on remarque bien que la chaux est fixée peu à peu par le solide, mais les auteurs n'observent pas la formation d'autre composé défini, ce qui leur fait dire que cette fixation de la chaux est due simplement à un entraînement superficiel. Les spectres de rayons X montrent, en outre, que le gel initial se transforme rapidement en silicate cristallisé.

### 4. Action de l'eau sur les aluminates de calcium.

#### a) Aluminate : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaO}$ .

En présence d'eau, l'aluminate monocalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaO}$  donne une solution sursaturée qui laisse déposer des cristaux biréfringents et de l'alumine amorphe. Le phénomène a été étudié par NORTH, KLEIN et PHILLIPS, et plus récemment par LAFUMA et L. WELLS.

NORTH et LAFUMA admettent la formation d'aluminate bicalcique hydraté hexagonal :



LAFUMA a montré que l'aluminate bicalcique hydraté est décomposé par l'eau et qu'à la température ordinaire les limites d'hydrolyse sont les suivantes :

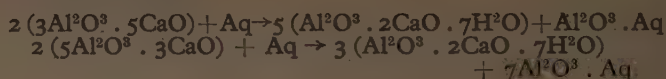
$$\text{CaO} = 0,16 \text{ g}, \text{Al}_2\text{O}_3 = 0,05 \text{ g/l.}$$

KLEIN et PHILLIPS, L. WELLS trouvent qu'il y a formation d'aluminate tricalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot \text{Aq}$ .

#### b) Aluminates : $3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 5\text{CaO}$ et $5\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$ .

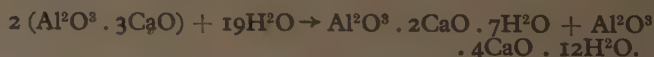
L'action de l'eau sur les aluminates 3 : 5 et 5 : 3 étudiée respectivement par LAFUMA et L. WELLS, a montré qu'il se forme un aluminate hydraté analogue à celui obtenu par hydratation de l'aluminate monocalcique.

On aurait donc :



#### c) Aluminate : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$ .

Au cours de l'hydratation de l'aluminate tricalcique, il se forme des cristaux ayant les mêmes caractéristiques optiques que celles de l'aluminate hydraté résultant de l'action de l'eau sur les aluminates  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaO}$  —  $3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 5\text{CaO}$  et  $5\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$  mais il n'apparaît pas d'alumine libre, ce qui semblerait confirmer l'opinion de KLEIN et PHILLIPS sur la formation d'aluminate tricalcique hydraté. Toutefois, en interprétant les résultats de NORTH, LAFUMA a pensé qu'il y avait formation d'aluminate tétracalcique hydraté; comme il n'y a pas d'alumine libre, il doit donc se former un aluminate hydraté moins riche en chaux que le tricalcique.



L'aluminate tétracalcique a été étudié par LE CHATELIER et par LAFUMA. Cet aluminate est décomposé par l'eau; à la température ordinaire la limite d'hydrolyse est égale à 1,08 g de  $\text{CaO}$  par litre, il n'y a pas d'alumine en solution.

Il est à noter que les chercheurs américains, après avoir longtemps admis la formation de l'aluminate tricalcique hexagonal, semblent avoir révisé leur opinion, et dans leur dernier travail, L. WELLS et ses collaborateurs caractérisent la formation des aluminates hexagonaux bi- et tétracalciques et vont même jusqu'à nier l'existence de l'aluminate tricalcique, qu'ils tiennent pour un mélange équimoléculaire des deux espèces. Nous verrons, au cours de ce travail, ce qu'il faut penser de ces différentes hypothèses.

TRAVERS et SCHENOUTKA ont préparé d'autres variétés d'aluminates de calcium hydratés, mais leur travail, très intéressant quant à l'étude générale des aluminates, l'est beaucoup moins au point de vue de la chimie des liants hydrauliques, les auteurs ne s'étant pas placés dans les conditions normales d'application des ciments.

d) *Aluminoferrite* :  $Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3 \cdot 4CaO$ .

LERCH et BOGUE qui ont étudié l'hydratation de l'aluminoferrite, trouvent qu'il y a formation d'aluminate tricalcique cubique et de ferrite de calcium hydraté amorphe.

Récemment L. WELLS, FLINT et MC MURDIE ont repris cette étude.

En agitant 100 g d'aluminoferrite dans 2 l d'eau distillée, ils obtiennent une solution sursaturée (fig. 1) qui laisse déposer des cristaux hexagonaux en même temps qu'un gel rougeâtre de ferrite de calcium hydraté. Il n'y a jamais de fer en solution.

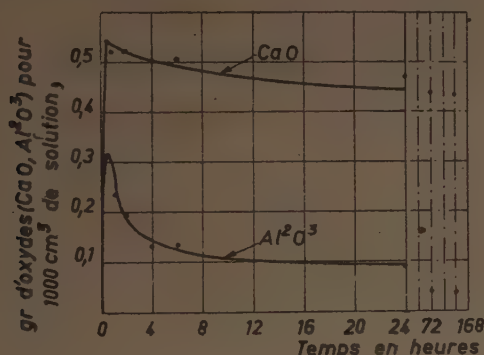


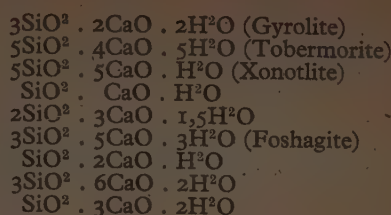
FIG. 1.

Au bout d'un certain temps, la concentration en chaux de la solution est de 1,087 g/l. Les auteurs signalent le fait sans remarquer que ce chiffre correspond à la limite de décomposition de l'aluminate tétracalcique. Puis il y a transformation en aluminate tricalcique cubique :  $Al_2O_3 \cdot 3CaO \cdot 6H_2O$ . Au bout de 10 ans cette transformation est complète.

D'après les mêmes auteurs, l'hydratation en présence d'une faible quantité d'eau ne donnerait pas le même résultat; l'aluminate hydraté contiendrait alors du fer en solution solide.

## 5. Influence de la température sur l'hydratation des silicates et aluminates de calcium.

KEEVIL et THORVALDSON, en traitant les silicates bicalciques à l'autoclave, ont obtenu des cristaux orthorhombiques de silicate bicalcique hydraté :  $SiO_2 \cdot 2CaO \cdot H_2O$  et des aiguilles prismatiques de silicate tricalcique hydraté  $SiO_2 \cdot 3CaO \cdot 2H_2O$ . Plus récemment, FLINT, MC MURDIE et WELLS ont préparé sous pression et à haute température, au moyen d'une bombe spéciale, la gamme des silicates hydratés suivants :



Le traitement à l'autoclave des aluminates de calcium anhydres a également fait l'objet de nombreuses études. Des travaux de KLEIN et PHILLIPS, de THORVALDSON, GRACE et VIGFUSSEN, de MATHER et THORVALDSON, d'ALLEN et ROGERS, de WELLS, de NAGAI, qui tous ont opéré à l'autoclave, on peut conclure que le seul aluminate stable dans ces conditions est l'aluminate cubique  $Al_2O_3 \cdot 3CaO \cdot 6H_2O$  et que les combinaisons intermédiaires qui peuvent se former évoluent très rapidement vers cette dernière forme.

En opérant à la pression ordinaire, LAFUMA a montré l'influence de la température sur l'évolution des aluminates hexagonaux vers la forme cubique. LAFUMA a remarqué également que l'évolution de l'aluminate tétracalcique, dont l'eau mère est saturée en chaux, est beaucoup plus rapide que celle de l'aluminate bicalcique qui a une eau mère relativement pauvre : 0,16 g de CaO par litre.

Il est à noter que cette évolution se manifeste même à la température ambiante; elle est alors relativement lente, de sorte que le seul aluminate stable, quelles que soient les conditions de concentration et de température, doit être l'aluminate tricalcique cubique.

MATHER et THORVALDSON ont étudié l'hydratation de l'aluminoferrite de calcium à l'autoclave. En opérant à 190 et 300° C les auteurs ont observé que l'aluminoferrite absorbait rapidement sept molécules d'eau; comme l'analyse aux rayons X ne met en évidence que l'aluminate cubique il est à supposer qu'il se forme également un gel amorphe de ferrite monocalcique hydraté. Ce gel est d'ailleurs lentement décomposé, et au bout d'un certain temps, les spectrogrammes de rayons X montrent la formation d'hydroxyde de calcium et d'hématite.

Les produits finaux sont donc :  $Al_2O_3 \cdot 3CaO \cdot 6H_2O$  —  $Ca(OH)_2$  et  $Fe_2O_3$ .

Le ferrite bicalcique traité dans les mêmes conditions absorbe rapidement deux molécules d'eau et il doit y avoir formation du composé amorphe :  $Fe_2O_3 \cdot 2CaO \cdot 2H_2O$  qui évolue lentement vers la formation de  $Ca(OH)_2$  et d'hématite qui, au bout d'un certain temps, sont les seuls produits mis en évidence par l'analyse aux rayons X.

## 6. Objet de cette étude. Application à la chimie des ciments.

Nous avons vu que LE CHATELIER admet que la cristallisation, qui accompagne le durcissement des ciments, résulte de la différence de solubilité des corps qui disparaissent et de ceux qui se forment pendant la prise.

Dans le cas du plâtre il a même calculé le rapport des solubilités de l'hémihydrate et du dihydrate d'après la formule :



$$\log \frac{S}{S'} = M \int_{T_0}^{T} \frac{Q - Q'}{T^2} dT$$

$S$  = coefficient de solubilité de l'hémihydrate ;  
 $S'$  = ————— du dihydrate ;  
 $Q$  = chaleur moléculaire de dissolution à saturation de l'hémihydrate ;  
 $Q'$  = chaleur moléculaire de dissolution à saturation du dihydrate ;  
 $T$  = température absolue.

Si l'on considère maintenant l'action de la chaleur, on voit combien il serait intéressant de savoir comment ce rapport varie avec la température, car cette valeur est l'un des facteurs principaux de la vitesse de cristallisation des composés hydratés, c'est-à-dire de la vitesse de prise et de durcissement.

Ici deux solutions semblent s'offrir : une solution thermodynamique et une solution chimique.

La thermodynamique permet de prévoir l'action de la température sur la solubilité d'un corps. Si l'on considère en effet la formule :

$$ds = - \left[ \frac{\partial p}{\partial c} \right]_T \cdot \frac{EQ_s}{RT^2} dT$$

dans laquelle :

$s$  = solubilité ;  
 $p$  = pression partielle ;  
 $c$  = concentration ;  
 $E$  = équivalent mécanique de la calorie ;  
 $Q_s$  = chaleur latente moléculaire de dissolution dans la solution saturée ;  
 $R$  = constante des gaz parfaits ;  
 $T$  = température absolue.

$\left[ \frac{\partial p}{\partial c} \right]_T$  est nécessairement positif, il en résulte que  $S$  croît avec la température, si  $Q_s$  est négatif et décroît si  $Q_s$  est positif. L'examen des chaleurs latentes de dissolution des constituants anhydres et hydratés, dans leurs solutions saturées, permettrait de préciser l'évolution du rapport de solubilité, c'est-à-dire de prévoir l'action de la température sur la prise et le durcissement.

La méthode chimique consiste à examiner l'action de l'eau aux différentes températures, sur les constituants des liants hydrauliques.

Dans le cas du plâtre, la figure 2 montre que la solubilité de l'hémihydrate décroît rapidement en fonction de la température, alors que la solubilité du dihydrate n'est pratiquement pas affectée. On voit donc que le rapport de solubilité décroît avec la température, ce qui permet de dire qu'une augmentation de température ralentira la prise du plâtre. C'est effectivement ce qu'on observe.

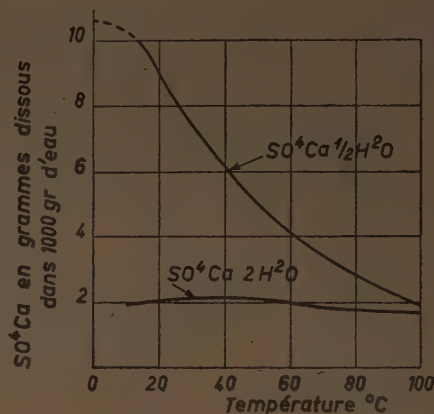


FIG. 2.

Si, dans le cas du plâtre, le choix entre les deux méthodes est possible, il n'en est malheureusement pas de même pour les ciments, car, exception faite de l'aluminate cubique, on ne peut parler de la solubilité des autres constituants.

Il restait donc la méthode chimique et nous nous sommes décidés à étudier systématiquement l'action de l'eau sur les constituants des ciments en fonction de la température, espérant que ces résultats nous permettraient d'interpréter les phénomènes observés au cours de la prise et du durcissement aux températures élevées, comme dans la technique de l'étuvage des bétons par exemple.

## CHAPITRE II

## MÉTHODES ANALYTIQUES

Les substances que nous avons eues à doser au cours de ce travail sont : la chaux, l'alumine et la silice.

La chaux et l'alumine ont été dosées par titrimétrie suivant une méthode mise au point par NORTH et utilisée depuis par de nombreux chercheurs :

A un volume connu de la solution, on ajoute deux gouttes de phénolphaléine et on dose la chaux par une solution décimale d'acide chlorhydrique ; un précipité d'alumine apparaît alors dans le liquide ; ce précipité est dissous par un excès d'HCl N/10, et l'acide resté libre est dosé à l'aide d'une solution décimale d'hydrate de baryum en présence d'héliantine. On a ainsi l'alumine par différence. Pour la chaux, la méthode est rigoureuse ; pour l'alumine, elle peut donner de petites erreurs, négligeables toutefois dans le cas qui nous occupe.

La silice a été dosée colorimétriquement par formation de l'acide complexe silicomolybdique jaune  $[\text{Si}(\text{M}^2\text{O}^7)^6]\text{H}^9$ . Le dosage n'étant valable que pour la silice cristalloïdale, la difficulté consistait à faire passer la silice colloïdale, résultant de l'hydratation des silicates

de calcium, à l'état cristalloïdal. DIENERT et VANDEN-BULCKE ont montré qu'il suffit pour détruire l'état colloïdal de la silice de faire chauffer au bain-marie, pendant 1 h, la solution avec du bicarbonate de sodium.

Notre méthode était alors la suivante : 50 cm<sup>3</sup> de solution sont introduits dans une capsule de platine ; on ajoute 0,200 g de bicarbonate de sodium et porte pendant 1 h au bain-marie bouillant. On ajoute 1,5 cm<sup>3</sup> de  $\text{SO}_4\text{H}_2$  6N qui neutralise le bicarbonate et redissout entièrement la silice, on laisse refroidir et ajuste à 50 cm<sup>3</sup>. On ajoute alors 4 cm<sup>3</sup> d'une solution de molybdate d'ammonium à 10<sup>0/00</sup>, on attend 5 mn et on effectue la colorimétrie par comparaisons à des étalons artificiels préparés à partir d'une solution de chromate de potassium.

Nos expériences ont été réalisées à l'aide d'un thermostat à agitation mécanique. Tous les corps étudiés étant susceptibles de se carbonater, nous nous sommes efforcés d'éviter le plus possible les contacts avec l'air ambiant et nous avons utilisé de l'eau distillée exempte d'anhydride carbonique.

## CHAPITRE III

## RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

## I. ACTION DE L'EAU SUR LES ALUMINATES DE CALCIUM ANHYDRES EN FONCTION DE LA TEMPÉRATURE

A) L'aluminate monocalcique :  $\text{Al}^2\text{O}^3 \cdot \text{CaO}$ .

Pour éviter la préparation d'aluminate pur toujours difficile, nous avons d'abord commencé nos essais sur du ciment alumineux.

## 1. Essai à 15° C.

20 g de ciment alumineux ont été introduits dans 2 l d'eau distillée, le liquide a été continuellement agité durant les deux premiers jours pour éviter la prise en masse, ensuite l'agitation était arrêtée la nuit. De temps

en temps, 50 cm<sup>3</sup> de solution étaient prélevés pour nous permettre de doser la chaux et l'alumine en solution.

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau I et sur la figure 3.

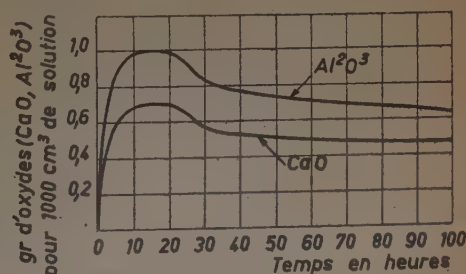


FIG. 3.



TABLEAU I.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM <sup>3</sup> DE SOLUTION										
Température (° C)	15°		30°		50°		70°		100°	
Temps	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>
5 mn ....	—	—	—	—	—	—	—	—	0,58	0,96
10 mn ....	0,11	0,14	0,22	0,30	0,47	0,72	0,69	1,04	0,73	1,26
30 mn ....	0,21	0,31	0,33	0,49	0,69	0,98	0,85	1,27	0,64	1,10
1 h .....	0,29	0,48	0,49	0,70	0,78	1,14	0,87	1,32	0,49	0,88
2 h .....	—	—	—	—	—	—	0,90	1,39	—	—
5 h .....	0,56	0,86	0,70	1,02	0,86	1,35	0,86	1,29	0,31	0,54
8 h .....	0,64	0,97	0,77	1,14	0,88	1,37	0,60	0,97	0,29	0,50
24 h .....	0,63	0,93	0,77	1,14	0,75	1,18	0,38	0,50	0,24	0,43
30 h .....	0,56	0,81	0,77	1,14	0,67	1,03	0,35	0,46	0,22	0,41
2 j .....	0,52	0,79	0,77	1,14	0,55	0,82	0,31	0,39	—	—
3 j .....	—	—	0,49	0,62	0,44	0,61	0,27	0,37	—	—
4 j .....	0,49	0,65	—	—	0,36	0,48	—	—	0,18	0,24
5 j .....	0,46	0,50	0,36	0,37	—	—	—	—	—	—
6 j .....	0,43	0,49	0,34	0,34	0,25	0,39	0,25	0,41	—	—
7 j .....	0,41	0,46	—	—	0,22	0,21	0,24	0,30	—	—

On voit qu'il y a d'abord dissolution de l'aluminate anhydre, le maximum de sursaturation a lieu entre 8 et 24 h, puis l'aluminate hydraté précipite et les quantités de chaux et d'alumine en solution vont en décroissant.

La précipitation d'alumine gélatineuse explique la décroissance plus rapide de l'alumine.

Ce qui nous a paru anormal dans cet essai, c'est la discordance flagrante existant entre nos chiffres et ceux obtenus par NORTH et WELLS dans des expériences semblables. Les modes opératoires étant à peu près les mêmes, la différence ne pouvait provenir que du produit de départ. NORTH et WELLS partaient de ciments de laboratoire, c'est-à-dire de produits relativement purs, alors que notre ciment, qui avait une teneur anormale en oxyde ferrique devait contenir une assez grande proportion d'alumino-ferrite, qui, en présence d'eau, se dissout en donnant une solution sursaturée qui contient plus de chaux que d'alumine (fig. 1). De plus, le silicate bicalcique présent s'hydrate avec libération de chaux et ces deux phénomènes expliquent pourquoi, dans notre essai à 15° C, la solution

sursaturée a un rapport  $\frac{\text{CaO}}{\text{Al}_2\text{O}_3}$  beaucoup plus fort que dans les expériences de NORTH et de WELLS. Ceci mis à part, le phénomène a exactement la même allure.

## 2. Essai à 30° C.

L'expérience effectuée à 30° C s'est révélée très intéressante (tableau I, fig. 4). Il y a d'abord dissolution, sensiblement plus rapide qu'à 15° C. Au bout de 8 h, on atteint le maximum de sursaturation, nous avons constaté alors avec surprise que la sursaturation se conservait pendant 2 j sans qu'il y ait cristallisation.

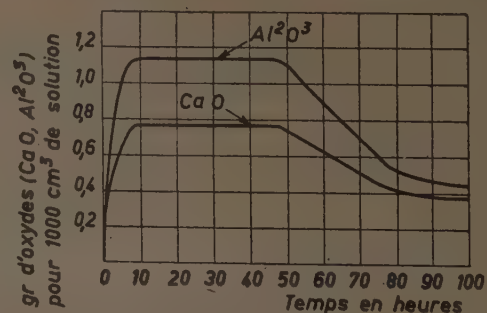


FIG. 4.

Après 2 j, la cristallisation commence et elle est alors plus rapide qu'à 15° C, comme l'attestent les chiffres du tableau I.

Le phénomène de non-cristallisation est difficile à interpréter. Nous avons pensé tout d'abord que 30° C était la température de transition entre les deux formes d'aluminate hydraté : aluminat hexagonal et aluminat cubique, et que la non-cristallisation était une question de germes. Cette hypothèse n'a pas été confirmée, car les spectrogrammes de rayons X ont montré qu'à 30° C il se formait le même aluminat hydraté qu'à 15° C.

Il se pourrait alors que ce phénomène soit simplement une question de pH. Il existerait à chaque température une zone de pH pour laquelle il y aurait un retard à la cristallisation de l'aluminat hydraté. Pour le ciment alumineux à 30° C le rapport  $\frac{\text{CaO}}{\text{Al}_2\text{O}_3}$  en solution donnerait exactement ce pH « critique ». On remarque, en effet, qu'à sursaturation, le premier corps qui précipite est de l'alumine amorphe qui sert ainsi de germe à l'aluminat hydraté ; il se pourrait donc qu'à une température donnée, il existe une zone pH pour laquelle un retard à la précipitation de l'alumine entraînerait un retard à la cristallisation de l'aluminat hydraté. Il est bien entendu qu'il ne s'agit là que d'une hypothèse, qui demanderait à être vérifiée par des essais pratiques que nous n'avons pas effectués jugeant qu'ils s'écarteraient par trop du programme de recherches que nous nous étions tracé. Quoi qu'il en soit, le résultat brut est par lui-même intéressant, puisqu'il permet d'interpréter le retard à la prise du ciment alumineux à 30° C, ce fait ayant été indiqué pour la première fois par SÉAILLES, à la suite d'essais de contraction de LE CHATELIER effectués à différentes températures.

D'ailleurs, pour confirmer ces résultats, nous avons effectué un essai identique au précédent, sur un ciment alumineux ayant une composition à peu près normale bien qu'encore un peu forte en oxyde de fer.

Humidité .....	0,25
Insoluble dans HCl.....	0,85
Silice .....	5,40
Alumine .....	38,15
Oxyde ferreux .....	9,65
Oxyde ferrique .....	8,00
Chaux.....	37,20
Anhydride sulfurique .....	0,20
Magnésie .....	0,10

Les résultats obtenus ont été les suivants :

TEMPS	OXYDES EN SOLUTION (g/1000 CM <sup>3</sup> )	
	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
10 mn	0,21	0,34
30 mn	0,38	0,61
1 h	0,47	0,73
4 h	0,82	1,28
8 h	0,89	1,30
24 h	0,89	1,30
2 j	0,89	1,30
3 j	0,68	0,99

On voit que si les solubilités sont légèrement supérieures les conclusions restent inchangées.

### 3. Essai à 50° C.

A 50° C le phénomène d'hydratation est notablement accéléré. La sursaturation augmente, ce qui indique une plus grande solubilité de l'aluminat, et se produit au bout de 8 h environ. La cristallisation s'effectue alors beaucoup plus rapidement qu'à 15° C (tableau I, fig. 5) ; on voit, par exemple, qu'à 7 j à 15° C on a 0,41 g de chaux et 0,46 g d'alumine en solution, alors qu'à 50° C, à la même durée, on n'a plus que 0,22 g de chaux et 0,21 g d'alumine.

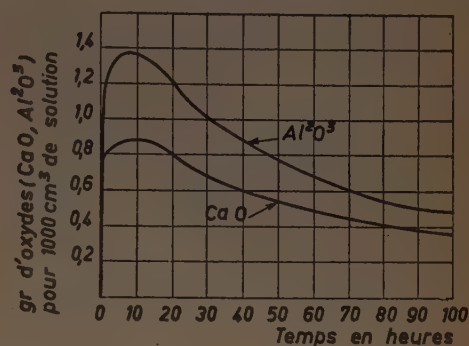


FIG. 5.

Le spectrogramme de rayons X effectué sur le produit hydraté a montré que l'on se trouvait en présence d'aluminat tricalcique cubique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ . Il faut noter également un changement de couleur du ciment qui passe au brun-rouge ; cette coloration se retrouvera également aux températures supérieures.

### 4. Essai à 70° C.

A cette température, la sursaturation qui est augmentée (tableau I, fig. 6), a lieu après 2 h environ.

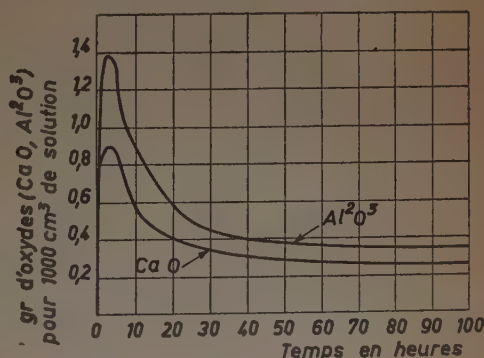


FIG. 6.

La cristallisation de l'aluminat hydraté s'effectue plus rapidement qu'à 50° C, mais le phénomène semble aller en s'atténuant et, au bout de 7 j, on a à peu près la même quantité de chaux en solution : 0,24 g pour 0,22 g à 50° C et sensiblement plus d'alumine : 0,30 g au lieu de 0,21 g.



# 5. Essai à 100° C.

A 100° C, le maximum de sursaturation a lieu entre 10 et 30 mn. Pour avoir sa valeur exacte, il faudrait effectuer un grand nombre de dosages entre ces deux limites, ce que nous n'avons pu faire ; toutefois, il y a beaucoup de chances que, suivant l'allure générale du phénomène, ce maximum soit augmenté.

Ensuite, la cristallisation se fait très rapidement (tableau I, fig. 7), de sorte qu'au bout de 4 j, on n'a plus que 0,18 g de chaux et 0,24 g d'alumine en solution.

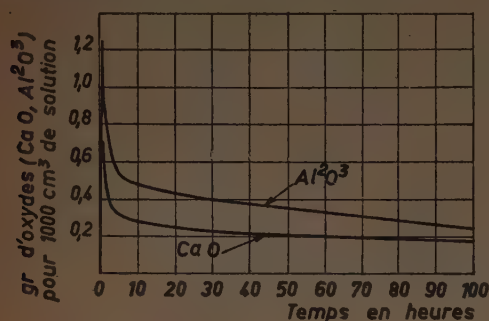


FIG. 7.

Un spectrogramme de rayons X effectué sur le produit hydraté montre qu'il s'agit d'aluminate cubique.

# 6. Conclusions.

Il ressort des essais effectués sur le ciment alumineux, que l'augmentation de la température a pour effet d'accé-

léraler la dissolution de l'aluminate monocalcique, d'augmenter la sursaturation, ce qui provoque une plus grande vitesse de cristallisation de l'aluminate hydraté. Il faut noter aussi le fait remarquable qui a lieu à 30° C. A cette température, la solution sursaturée se conserve pendant 2 j sans cristalliser.

Ceci explique pourquoi la vitesse de prise du ciment alumineux est ralentie au fur et à mesure que la température s'élève jusqu'à 30° C, pour être ensuite accélérée quand la température continue de monter. Nous noterons également l'évolution rapide, au-dessus de 30° C, de l'aluminate hexagonal en variété cubique, accompagnée d'un changement de couleur du ciment qui passe du gris au brun-rouge.

Toutefois, comme nous l'avons déjà signalé, dans le cas du ciment alumineux, l'action de l'eau sur l'aluminate monocalcique est compliquée de l'action sur l'alumino-ferrite et sur le silicate bicalcique, de sorte qu'il nous a paru intéressant de répéter les mêmes essais sur l'aluminate monocalcique pur, préparé par chauffage à 1 500° C d'un mélange d'alumine et de carbonate de calcium pur.

## Essais sur $Al_2O_3 \cdot CaO$ pur.

# 7. Essai à 15° C.

Nous avons opéré de la même façon que pour le ciment alumineux ; 20 g d'aluminate étaient agités dans 2 l d'eau distillée ; de temps en temps, un prélèvement nous permettait de doser la chaux et l'alumine en solution. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau II et sur la figure 8.

TABLEAU II.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM <sup>3</sup> DE SOLUTION										
Température (° C)	15°		30°		50°		70°		100°	
Temps	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
5 mn ....	—	—	—	—	—	—	1,12	1,76	0,95	1,53
10 mn ....	0,22	0,34	0,39	0,56	0,80	1,28	0,90	1,46	0,94	1,40
15 mn ....	—	—	—	—	—	—	—	—	0,59	0,86
30 mn ....	0,34	0,56	0,69	1,15	0,66	0,98	0,73	1,10	0,47	0,62
1 h .....	0,49	0,76	0,78	1,23	0,57	0,80	0,45	0,56	0,37	0,44
5 h .....	0,78	1,37	1,21	1,98	0,46	0,54	0,35	0,32	0,32	0,35
8 h .....	0,84	1,50	1,16	1,90	0,38	0,39	0,32	0,29	0,31	0,34
24 h .....	0,38	0,52	0,38	0,46	0,34	0,27	0,31	0,27	0,30	0,33
2 j .....	0,29	0,31	0,37	0,31	0,31	0,24	0,30	0,26	0,29	0,31
3 j .....	0,28	0,27	0,36	0,29	0,30	0,23	0,29	0,26	0,28	0,30
4 j .....	0,27	0,26	0,35	0,27	0,28	0,21	0,28	0,26	0,27	0,26

On voit que, comme pour le ciment alumineux, il y a dissolution de l'aluminate anhydre et formation d'une solution sursaturée qui présente un maximum entre 8 et 24 h. Les limites ne sont pas les mêmes et cette fois très voisines de celles données par NORTH. Puis il y a cristallisation de l'aluminate hydraté; cette cristallisation se fait beaucoup plus vite que dans le cas du ciment alumineux, puisque au bout de 2 j on n'a plus en solution que 0,29 g de chaux et 0,31 g d'alumine contre 0,52 g et 0,79 g pour le ciment. Cette anomalie peut s'expliquer par le fait que le ciment alumineux contient en assez grande proportion le composé  $\text{Al}^{2}\text{O}^3 \cdot \text{Fe}^{2}\text{O}^3 \cdot 4\text{CaO}$  qui donne en s'hydratant un ferrite de calcium amorphe, gel qui peut, en s'agglutinant autour des grains de ciment, retarder leur hydratation. Cette hypothèse semble être confirmée

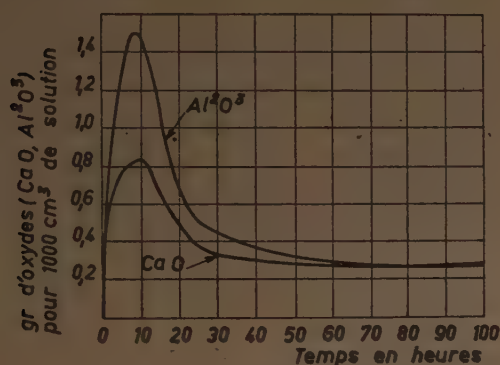


FIG. 8.

par des essais de LERCH et BOGUE qui ont observé que l'aluminoferrite retardait la fin de prise. En opérant sur des mélanges de produits purs ils ont obtenu les résultats suivants :

COMPOSITION EN %	EAU %	FIN DE PRISE (EN HEURES)
$\text{SiO}^2 \cdot 3\text{CaO}$ 50	25	6,3
$\text{SiO}^2 \cdot 2\text{CaO}$ 50		
$\text{SiO}^2 \cdot 3\text{CaO}$ 42,5	28	24,0
$\text{SiO}^2 \cdot 2\text{CaO}$ 42,5		
$\text{Al}^{2}\text{O}^3 \cdot \text{Fe}^{2}\text{O}^3 \cdot 4\text{CaO}$ 15,0		

Au bout de 4 j, on n'a plus que 0,27 g de chaux et 0,26 g d'alumine en solution. L'analyse radiocristallographique effectuée sur le produit hydraté à 4 j et desséché dans le vide sur l'acide sulfurique a donné les résultats suivants (distances réticulaires en angströms) :

14,6	Tf	2,74
7,3	tf	2,61
5,45		2,50
4,93		2,40
3,58	tf	2,31
3,33		2,19
3,13		2,13
2,90		

Ces raies peuvent s'interpréter comme provenant d'un

réseau hexagonal de maille :  $a = 9,45 \text{ \AA}$ ;  $c = 14,6 \text{ \AA}$ ;  $\frac{c}{a} = 1,55$ . Ce réseau n'est pas celui de l'aluminate bicalcique hexagonal  $\text{Al}^{2}\text{O}^3 \cdot 2\text{CaO} \cdot 8\text{H}^2\text{O}$  qui a été étudié par WELLS, CLARKE et MC MURDIE.

Il s'agit certainement d'un autre aluminate qui est peut-être aussi bicalcique, mais dont la structure est différente de celle de l'aluminate bicalcique classique, car il ne semble pas que la structure zéolitique puisse permettre d'interpréter de telles variations dans les dimensions de la maille. Il faut remarquer également que le radiogramme de l'aluminate pur hydraté à  $15^\circ \text{C}$ , correspond à celui obtenu sur le ciment alumineux hydraté à la même température et que nous n'avons jamais observé cette « amorphisation » signalée par Mlle COUILLAUD dans son étude sur l'influence de la température sur l'état cristallin des liants hydrauliques.

## 8. Essai à $30^\circ \text{C}$ .

A  $30^\circ \text{C}$  (tableau II, fig. 9) on a une dissolution beaucoup plus rapide de l'aluminate anhydre, la sursaturation est augmentée et le maximum a lieu entre 5 et 8 h. Contrairement à ce que l'on observe pour le ciment alumineux, dans le cas de l'aluminate pur, la sursaturation ne se conserve pas et l'aluminate hydraté cristallise aussitôt. Ceci semble confirmer notre hypothèse du pH « critique », car, dans ce cas, le rapport  $\frac{\text{CaO}}{\text{Al}^{2}\text{O}^3}$  est très différent de celui observé pour le ciment alumineux.

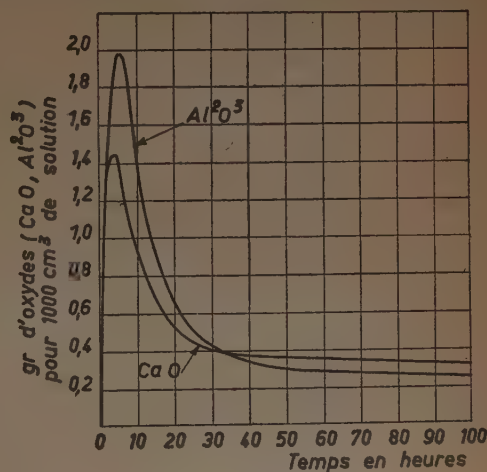


FIG. 9.

Après 6 h, la solution contient des cristaux en lamelles hexagonales, en aiguilles, en sphérolithes, et de l'alumine amorphe; mais au bout de 24 h apparaissent des petits cristaux cubiques dont le nombre augmente sans cesse et à 4 j l'analyse radiocristallographique effectuée sur le produit hydraté a donné les résultats suivants (distances réticulaires en angströms) :



5,17	2,48
4,88	2,31
4,47	2,04
3,38	1,75
3,16	1,72
2,84	1,69

Sauf la raie 4,88 qui est la raie principale de l'alumine hydratée  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ , toutes ces raies proviennent d'un réseau cubique de maille 1,265 Å qui est le réseau de l'aluminate  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ .

Dans le cas de l'hydratation de l'aluminate pur à 30° C, on voit donc que l'évolution des variétés hexagonales en variété cubique est très rapide, alors qu'à cette même température pour le ciment alumineux, on ne remarque pas l'apparition de cristaux cubiques.

### 9. Essai à 50° C.

A cette température, le phénomène d'hydratation s'accélère considérablement; le maximum de sursaturation a lieu entre 10 et 30 mn, il y a beaucoup de chances pour que cette sursaturation soit augmentée, mais il aurait fallu, pour s'en apercevoir, resserrer les dosages entre ces deux limites. Nous n'avons pas tracé les courbes de solubilité de la chaux et de l'alumine, car le maximum des deux courbes se trouvant presque sur l'axe des ordonnées, nous aurions eu une figure très peu claire. Nous aurions pu changer d'échelle, mais alors les courbes n'auraient plus été comparables, et ce procédé nous a paru peu recommandable. Une solution de compromis a été adoptée qui consiste à porter en abscisses les températures, et en ordonnées les temps pour atteindre la sursaturation (fig. 10); on a alors une très bonne idée de l'allure générale du phénomène.

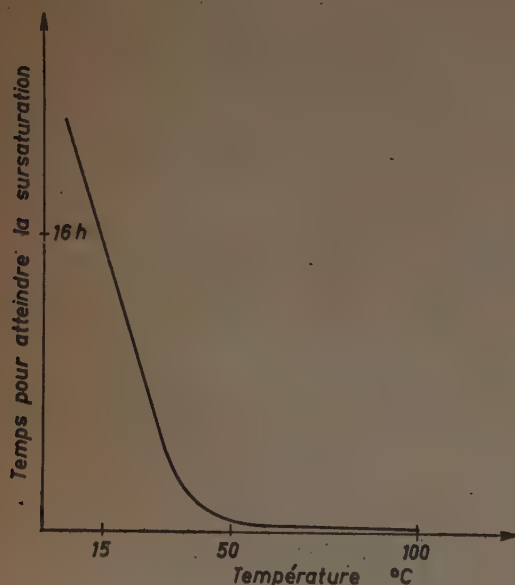


FIG. 10.

Il est à noter qu'à 50° C, l'évolution en aluminate cubique se manifeste déjà au bout de quelques heures.

### 10. Essai à 70° C.

A 70° C, le maximum de sursaturation a lieu entre 5 et 10 mn et n'a pu être évalué exactement, la dissolution étant trop rapide, mais l'allure générale du phénomène autorise à croire qu'il est encore augmenté. La cristallisation de l'aluminate hydraté se fait très rapidement; au bout de 15 mn, on observe un grand nombre de cristaux en hexagones et en sphérolithes mais, après 1 h, les cristaux cubiques commencent à faire leur apparition.

### 11. Essai à 100° C.

Ici la cristallisation de l'aluminate hydraté est presque instantanée, le maximum de sursaturation a lieu en 0 et 5 mn et l'évolution en aluminate cubique est très rapide.

### 12. Essais complémentaires.

Nous avons laissé l'hydratation du ciment alumineux et de l'aluminate monocalcique se poursuivre pendant 1 an à la température ambiante ( $15 < T < 18^\circ \text{C}$ ). Les dosages de la chaux et de l'alumine en solution ont donné les résultats suivants : (g/1 000 cm<sup>3</sup>).

	CIMENT ALUMINEUX		ALUMINATE MONOCALCIQUE	
	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
3 mois .....	0,30	0,16	0,26	0,20
6 — .....	0,30	0,15	0,20	0,15
1 an .....	0,30	0,15	0,20	0,15

On voit que l'on arrive à un équilibre, et qu'en ce qui concerne la chaux, les limites ne sont pas les mêmes.

Les radiogrammes effectués sur les produits hydratés ont montré que le principal constituant était l'aluminate qui donne une raie forte à 14,6 Å, on remarque également les raies de l'alumine hydratée  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ .

D'autre part, nous avons effectué un essai à 30° C sur du ciment alumineux blanc. En effet il nous a paru bizarre que l'aluminate monocalcique pur ne présente pas, à cette température, le phénomène de retard à la cristallisation alors que le ciment alumineux blanc a sa prise retardée comme le ciment alumineux ordinaire.

Cet essai a donné les résultats suivants :

TEMPS	GRAMMES POUR 1 000 CM <sup>3</sup>	
	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
10 mn.....	0,85	1,28
30 mn.....	1,09	1,72
1 h.....	1,12	1,93
2 h.....	1,32	2,12
6 h.....	1,32	2,12
8 h.....	1,32	2,12
24 h.....	0,46	0,56
2 j.....	0,40	0,37

On voit que la réaction est beaucoup plus rapide que pour le ciment ordinaire, ce qui est très normal, puisque nous l'avons vu, ce sont les composés contenant de l'oxyde de fer qui ralentissent l'hydratation, mais on observe tout

de même un palier entre 2 h et 8 h, moins important que celui observé pour le ciment ordinaire, mais cependant très net.

Dans notre essai à 30° C effectué sur l'aluminate pur préparé en laboratoire, nous n'avions pas observé ce palier alors que le ciment alumineux blanc présente ce phénomène; nous pensons que cette anomalie provient du fait que le ciment blanc contient un peu d'aluminate :  $5\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$  qui a été mis en évidence par l'analyse radiocristallographique.

### 13. Conclusions.

Comme dans le cas du ciment alumineux, la montée en température a pour effet d'augmenter la solubilité de l'aluminate monocalcique pur, ce qui accroît la sursaturation et provoque une précipitation plus rapide de l'hydrate (fig. 10); toutefois, des différences sont à noter :

Tout d'abord, la solution d'aluminate pur à 30° C présente bien un retard à la cristallisation mais le phénomène est moins net que dans le cas du ciment alumineux ordinaire; ensuite, à cette même température on note toujours, pour l'aluminate pur, une évolution de l'hydrate hexagonal en hydrate cubique à six molécules d'eau, alors qu'aucun phénomène de ce genre n'a été observé pour le ciment alumineux.

Au point de vue pratique ces résultats permettent d'expliquer la diminution de la vitesse de prise des ciments alumineux jusqu'à 30° C, et son augmentation aux températures supérieures. Ils permettront aussi d'interpréter la chute de résistance mécanique des ciments alumineux chauffés par transformation de l'aluminate hexagonal en variété cubique.

### B) L'aluminate tricalcique : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$ .

L'aluminate tricalcique est un constituant secondaire des ciments artificiels, mais le rôle joué par ce corps dans le phénomène de prise ayant été reconnu depuis très longtemps, l'étude de son hydratation a déjà fait l'objet de nombreux travaux dont les résultats sont malheureusement difficiles à concilier entre eux. Il nous a donc paru utile de reprendre cette question dans son ensemble.

L'hydratation de l'aluminate tricalcique a été étudiée aux températures suivantes : 15, 30, 50, 70, 100° C. Le produit a été préparé par chauffage à 1 500° C d'un mélange de carbonate de calcium et d'alumine purs, donnant un rapport moléculaire :  $\frac{\text{CaO}}{\text{Al}_2\text{O}_3} = 3$ ; le produit broyé ne donnait aucun refus au tamis de 4 900 mailles.

Bien que la température n'ait jamais dépassé 1 500° C, nous avons remarqué que l'analyse radiocristallographique révélait la présence de traces de trialuminate pentacalcique  $3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 5\text{CaO}$ .

### 14. Résultats des essais.

10 g d'aluminate tricalcique ont été introduits dans 2 l d'eau distillée. L'attaque des grains étant très rapide, il a fallu utiliser au début une agitation très énergique

pour éviter la prise en masse. Il est intéressant de noter qu'il ne s'agit pas d'une prise analogue à celle de l'aluminate monocalcique qui donne des masses très dures, mais d'une agglomération en boules spongieuses qui restent toujours assez molles, même au bout d'un temps très long.

Nous avons tout d'abord examiné les teneurs de la solution en chaux et en alumine en fonction du temps; les résultats sont consignés dans le tableau VI. On voit que la dissolution du sel anhydre est très rapide et qu'au bout de 5 mn, la cristallisation a déjà commencé. Les teneurs en chaux et en alumine de la solution décroissent et l'on peut remarquer que la décroissance de l'alumine est plus rapide que celle de la chaux.

L'examen au microscope révèle la présence de quelques gros cristaux hexagonaux et d'une multitude de tout petits points dont la forme n'a pu être décelée avec les grossissements dont nous disposions.

Le spectrogramme de rayons X effectué sur le produit hydraté à 4 j, montre plusieurs raies de l'aluminate bicalcique :  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaO} \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ , dont la raie très forte à 10,6 Å. On a également la raie la plus intense de l'alumine hydratée, à 4,88 Å, mais le constituant principal, qui est, comme nous l'avons vu, en tout petits cristaux, donne des raies floues à 7,55, 3,77, 3,29, 2,84 Å; ce corps est certainement l'aluminate tricalcique hydraté  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$  les chercheurs américains ayant donné pour ce composé les trois raies principales à 7,65, 3,77 et 2,86 Å.

Dans une expérience en tous points semblable à la nôtre, NORTH avait obtenu les résultats suivants (tableau III) :

TABLEAU III.

DURÉE EN JOURS	HEURES	MINUTES	GRAMMES PAR LITRE EN SOLUTION CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
—	—	8	0,52	0,24
		15	0,54	0,21
		30	0,54	0,18
	1		0,58	0,13
	1	30	0,59	0,13
	2	30	0,62	0,09
	3	30	0,63	0,08
	5		0,67	0,06
	7		0,68	0,07
	9		0,69	0,07
1			0,69	0,06
5	5		1,37	0,02
6	5		1,38	0,02
24			1,34	0,02
50			1,31	0,00

Il faut noter que le dernier dosage vérifié gravimétriquement avait donné 1,15 de chaux par litre; on pouvait alors penser qu'il y avait formation d'aluminate tétracalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ , d'autant plus que dans un autre essai, où l'hydratation était accélérée au début par l'ébullition, NORTH indiquait une solubilité de la chaux de 1,07 g/l qui est la limite de décomposition de cet aluminate.

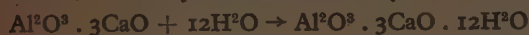
Nous pensons que ce résultat provient du fait que l'auteur ne portait pas d'aluminate tricalcique pur; NORTH a



indiqué en effet qu'il préparait ses produits par fusion; or, l'aluminate tricalcique se décompose avant de fondre avec libération de chaux, de sorte que son produit contenait de la chaux libre, et cette anomalie peut expliquer l'existence de concentrations en chaux beaucoup plus élevées que les nôtres.

Nous-mêmes ne sommes pas partis d'aluminate tricalcique rigoureusement pur et la présence de traces d'aluminate  $3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 5\text{CaO}$  dans notre produit explique la formation d'aluminate bicalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaO} \cdot 7\text{H}_2\text{O}$  et d'alumine hydratée.

Nous pensons donc que l'hydratation de l'aluminate tricalcique se fait suivant la réaction :



et que l'aluminate  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$  est le seul produit d'hydratation.

La question a été jusqu'à présent fort controversée. KLEIN et PHILLIPS et en général toute l'école américaine ont reconnu comme produit d'hydratation de l'aluminate tricalcique l'aluminate hexagonal  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot \text{XH}_2\text{O}$ .

Par contre LAFUMA, interprétant les résultats de NORTH signalés plus haut, a pensé que l'on avait un mélange d'aluminate bicalcique et d'aluminate tétracalcique suivant la réaction :



Les nombreuses mesures optiques effectuées par différents auteurs n'ont pas permis de résoudre le problème. D'une part, ces mesures sont très difficiles du fait de la petitesse des cristaux; d'autre part, les indices des différents aluminates hydratés sont très voisins (tableau IV). Ces indices varient d'ailleurs suivant les auteurs de même que les quantités d'eau fixées qui dépendent des méthodes de séchage. Pour l'aluminate bicalcique hydraté, le nombre des molécules d'eau varie entre 5 et 11,3, il varie entre 7 et 12,5 pour l'aluminate tricalcique hexagonal et entre 12 et 14 pour l'aluminate tétracalcique.

TABLEAU IV.

SHL	$\omega$	$\varepsilon$	CARACTÈRE optique	AUTEURS
$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaO} \cdot 7\text{H}_2\text{O}$	1,535	1,515	Uniaxe négatif	L. S. WELLS
—	1,519	1,506	—	ASSARSSON
—	1,520	1,512	—	KOYANAGI
—	1,522	1,502	—	MYLIUS
—	1,520	1,505	—	LEA et BESSEY
$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$	1,527	1,505	—	THORVALDSON
—	1,528	1,508	—	MYLIUS
—	1,529	1,505	—	ASSARSSON
$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$	1,532	1,505	—	L. S. WELLS
—	1,533	1,514	Caractère optique négatif	ASSARSSON
—	1,549	1,533	Uniaxe négatif	MYLIUS

Nous pensons donc que lorsque l'on a affaire à un aluminate hydraté, ou à un mélange d'aluminates, la

détermination des constantes optiques n'est pratiquement d'aucun secours, seule une analyse aux rayons X permet une caractérisation, les spectres de diffraction des différents aluminates étant très différents.

Dans le cas de l'hydratation à la température ordinaire du composé  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$ , la formation d'aluminate tricalcique hydraté nous paraît indiscutable.

Dans un autre essai nous avons laissé l'hydratation se poursuivre pendant 1 an à la température ambiante ( $T < 20^\circ \text{C}$ ), les résultats sont consignés dans le tableau V. On voit que les concentrations en chaux et en alumine sont pratiquement stables, mais le diagramme de rayons X a montré qu'au bout de cette durée il y avait transformation à peu près intégrale en aluminate cubique.

Toujours à la température ambiante nous avons étudié l'hydratation de l'aluminate tricalcique dans l'eau de chaux saturée. Au bout de 3 mois la solution ne contenait plus que 0,97 g de CaO par litre, résultat qui est en bon accord avec le chiffre de 1,08 g donné par LAFUMA, comme limite d'hydrolyse du composé  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ .

TABLEAU V.

TEMPS	GRAMMES POUR 1 000 CM <sup>3</sup>	
—	CaO	$\text{Al}_2\text{O}_3$
7 j	0,32	0,05
15 j	0,33	0,06
30 j	0,34	0,05
45 j	0,36	0,05
60 j	0,37	0,05
3 mois	0,37	0,06
6 —	0,37	0,05
1 an	0,38	0,08

Le spectre de rayons X effectué sur le produit hydraté a révélé le doublet à 8,33 et 7,73 Å qui met en évidence, d'une façon indiscutable, la présence d'aluminate tétracalcique. En présence d'un excès de chaux la réaction d'hydratation est donc la suivante :



Notre essai ayant été effectué à une température comprise entre 15 et 18° C, nous avons noté à côté des raies de l'aluminate tétracalcique, les raies de l'aluminate cubique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ . La réaction indiquée n'est donc valable que pour les températures assez basses ( $T < 15^\circ \text{C}$ ).

Les essais effectués aux températures supérieures ont montré (tableau VI) que la réaction, déjà très rapide à 15° C, était alors pour ainsi dire instantanée et que l'évolution de l'aluminate hexagonal en variété cubique était de plus en plus rapide.

## 15. Conclusions.

On a pu voir que l'aluminate tricalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$  mis en présence d'eau (à la température ordinaire) donne, en quelques minutes, une solution qui laisse déposer des petits cristaux hexagonaux d'aluminate tricalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ . Dans l'eau de chaux on obtient l'aluminate tétracalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ . Aux températures supérieures la réaction est accélérée et l'évolution en aluminate cubique est d'autant plus rapide que la température est plus élevée.

# LIANTS HYDRAULIQUES

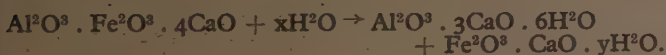
TABLEAU VI.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM <sup>3</sup> DE SOLUTION										
Température (° C)	15°		30°		50°		70°		100°	
Temps	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>
5 mn ....	0,46	0,24	0,36	0,26	0,34	0,20	0,35	0,19	0,34	0,16
10 mn ....	0,44	0,19	0,34	0,24	0,30	0,20	0,29	0,18	0,28	0,17
30 mn ....	0,32	0,17	0,24	0,14	0,34	0,20	0,28	0,18	0,28	0,17
1 h .....	0,31	0,14	0,24	0,11	0,34	0,19	0,28	0,18	0,28	0,17
4 h .....	0,30	0,11	0,24	0,08	0,32	0,18	0,32	0,18	0,28	0,17
6 h .....	0,28	0,06	0,24	0,08	0,32	0,18	0,32	0,18	0,28	0,18
24 h .....	0,26	0,04	0,26	0,17	0,32	0,18	0,34	0,20	0,28	0,19
2 j .....	0,29	0,04	0,26	0,17	0,32	0,19	0,34	0,20	0,34	0,22
3 j .....	0,31	0,06	0,26	0,17	0,32	0,19	0,34	0,23	0,34	0,34
4 j .....	0,32	0,05	0,26	0,17	0,32	0,19	0,34	0,25	—	—

## C) L'aluminoferrite tétracalcique.

L'aluminoferrite tétracalcique  $\text{Al}^2\text{O}^3 \cdot \text{Fe}^2\text{O}^3 \cdot 4\text{CaO}$ , découvert par BROWNMILLER, est la seule combinaison ternaire mise en évidence dans le système; c'est un constituant accessoire des ciments artificiels, mais son rôle dans les phénomènes de prise, de durcissement, de dégagement de chaleur, est loin d'être négligeable, aussi l'étude de son hydratation a-t-elle déjà fait l'objet de plusieurs recherches.

Comme nous l'avons déjà indiqué, LERCH et BOGUE qui ont commencé les premiers les études sur ce sujet, ont trouvé qu'il y avait formation d'aluminate tricalcique cubique et de ferrite de calcium hydraté amorphe suivant la réaction :



SHLÄPFER a reconnu en outre la présence de cristaux hexagonaux qu'il a signalés comme étant de l'hydrate de chaux ou de l'aluminate tétracalcique. D'après l'étude de L. WELLS, FLINT, MC MURDIE, il semblait qu'au bout d'un temps assez long l'aluminate tricalcique cubique était le seul corps mis en évidence par l'analyse radiocristallographique.

HEDIN qui a étudié dernièrement la vitesse d'hydratation de l'aluminoferrite, n'a pas donné d'indications sur les hydrates qui prenaient naissance.

## RÉSULTATS DES ESSAIS

L'hydratation de l'aluminoferrite a été étudiée aux températures suivantes : 15, 30, 50, 70 et 100° C. A chacune de ces températures, 30 g d'aluminoferrite ont

été introduits dans 2 l d'eau distillée, le liquide a été agité continuellement durant les deux premiers jours pour éviter la prise en masse, ensuite l'agitation était arrêtée la nuit. De temps en temps, 50 cm<sup>3</sup> de solution étaient prélevés pour nous permettre de doser les corps en solution.

## 16. Essai à 15° C.

L'examen du tableau VII et de la figure II montre que la dissolution du produit anhydre est très rapide; il se forme une solution sursaturée contenant plus de chaux que d'alumine, il n'y a pas d'oxyde de fer en solution.

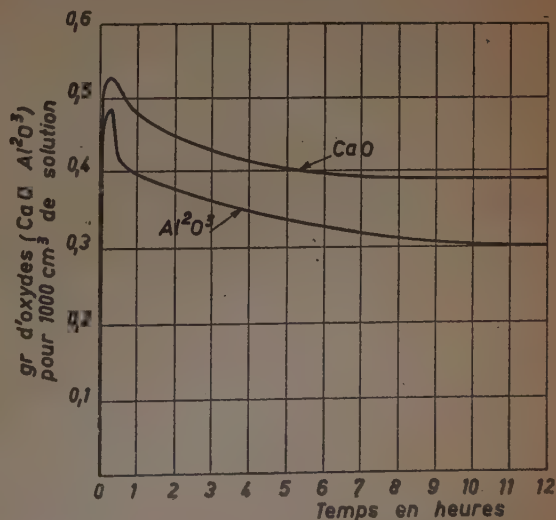


FIG. II.



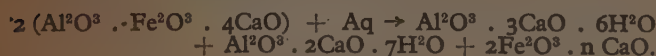
TABLEAU VII.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM <sup>3</sup> DE SOLUTION										
Température (° C)	15°		30°		50°		70°		100°	
Temps	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>
5 mn ....	0,50	0,42	0,46	0,35	0,29	0,23	0,40	0,36	0,43	0,50
10 mn ....	0,53	0,49	0,47	0,40	0,36	0,28	0,45	0,41	0,36	0,44
30 mn ....	0,52	0,42	0,55	0,43	0,44	0,33	0,47	0,45	0,31	0,34
1 h .....	0,48	0,40	0,53	0,41	0,47	0,38	0,56	0,50	0,31	0,34
4 h .....	0,43	0,38	0,50	0,38	0,53	0,50	0,39	0,35	0,27	0,25
6 h .....	0,40	0,34	0,47	0,31	0,46	0,41	0,30	0,28	0,27	0,25
24 h .....	0,39	0,21	0,35	0,27	0,26	0,13	0,26	0,12	0,28	0,16
2 j .....	0,35	0,18	0,30	0,31	0,29	0,07	0,29	0,06	0,29	0,14
3 j .....	0,31	0,16	0,28	0,29	0,30	0,07	0,30	0,05	0,30	0,07

Le maximum de sursaturation a lieu au bout de 15 mn environ ; il se forme alors un précipité chatoyant, qui, regardé au microscope, révèle la trace de nombreux hexagones. Puis la précipitation continue, les teneurs en chaux et en alumine de la solution décroissent régulièrement. Au bout de 2 j, on remarque à côté des cristaux hexagonaux la présence de nombreux petits cubes et d'un gel amorphe, très important, contenant de la chaux et de l'oxyde de fer.

L'analyse radiocristallographique effectuée sur le produit hydraté à 3 j, donne les raies de l'aluminate tricalcique cubique :  $\text{Al}^{2}\text{O}^{3} \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}^{2}\text{O}$  et de l'aluminate bicalcique hexagonal :  $\text{Al}^{2}\text{O}^{3} \cdot 2\text{CaO} \cdot 7\text{H}^{2}\text{O}$ .

La réaction serait alors la suivante :



Dans le but de vérifier les résultats des chercheurs américains, nous avons laissé l'hydratation se poursuivre à la température ambiante ( $15^{\circ}\text{C} < T < 18^{\circ}\text{C}$ ). On remarque alors qu'effectivement la concentration en chaux de la solution, qui présente un minimum au bout de 8 j : 0,29 g/l, augmente ensuite très doucement mais régulièrement comme le montrent les résultats suivants :

TEMPS	CaO (g/1 000 CM <sup>3</sup> )
8 j .....	0,29
2 mois .....	0,35
3 — .....	0,36
6 — .....	0,41

Le radiogramme effectué sur le produit hydraté à 6 mois montre que l'on est en présence d'une quantité prépondérante d'aluminate cubique, les raies de l'aluminate hexagonal ne sont pour ainsi dire plus visibles.

### 17. Essai à 30° C.

A 30° C, la vitesse de dissolution est légèrement ralentie, la sursaturation augmente légèrement et a lieu entre 30 mn et 1 h (tableau VII, fig. 12). Quand les concentrations en chaux et en alumine commencent à décroître, un examen microscopique montre que la solution laisse déposer des cristaux hexagonaux, mais on ne trouve pas l'aspect chatoyant obtenu lors de l'essai à 15° C, et il se forme d'ailleurs très rapidement de nombreux cristaux cubiques d'aluminate tricalcique. Au bout de 3 j, ce constituant est prépondérant et l'analyse radiocristallographique révèle que les rares cristaux hexagonaux qui restent sont encore de l'aluminate bicalcique hydraté.

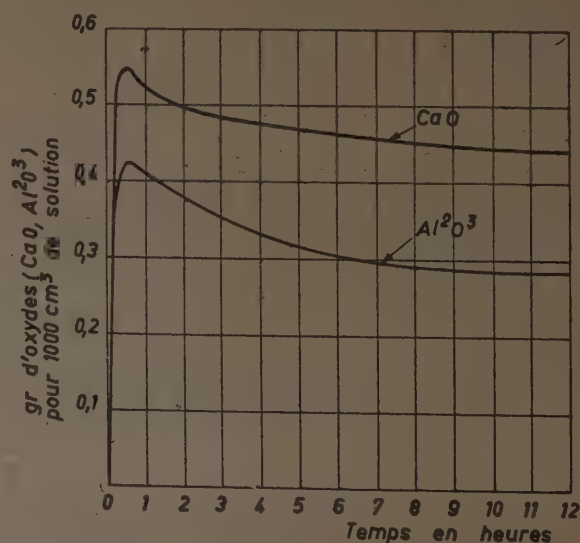


FIG. 12.

## 18. Essai à 50° C.

A cette température, la vitesse de dissolution est considérablement ralentie (tableau VII, fig. 13), le maximum de sursaturation a lieu entre 4 et 6 h. Il se forme au début quelques cristaux hexagonaux, mais comme dans l'essai à 30° C on ne retrouve pas l'aspect chatoyant de la première expérience. Très rapidement on ne remarque plus que des cristaux cubiques et l'examen aux rayons X ne donne que les raies de l'aluminate tricalcique.

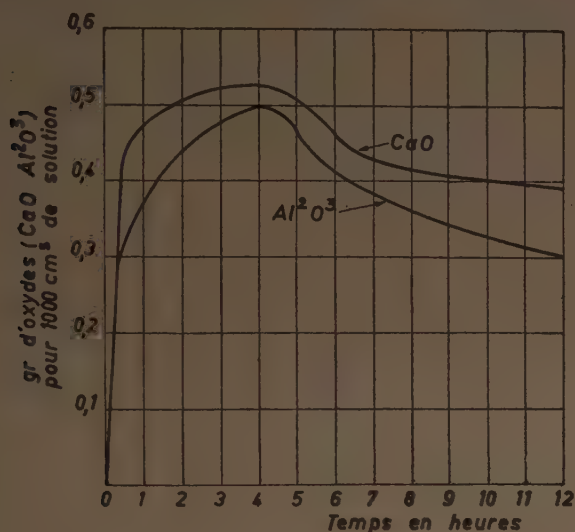


FIG. 13.

## 19. Essai à 70° C.

On voit (tableau VII, fig. 14) qu'à cette température la dissolution se fait plus rapidement qu'à 50° C, le maximum de sursaturation a lieu au bout de 1 h environ,

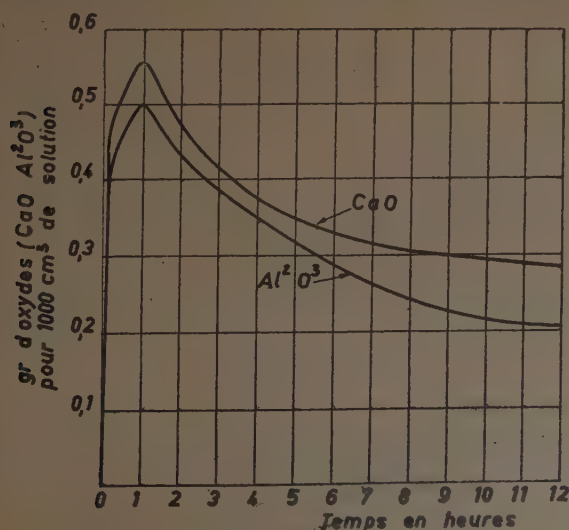


FIG. 14.

mais il a toujours sensiblement la même valeur. La solution laisse alors déposer quelques cristaux hexagonaux, et de nombreux cristaux cubiques qui sont les seuls à persister après 2 h.

## 20. Essai à 100° C.

A 100° C, la dissolution est très rapide, la solution sursaturée se produit presque instantanément et au bout de 5 mn on note déjà la présence de nombreux cristaux cubiques.

Le radiogramme effectué sur le produit hydraté a révélé les raies de l'aluminate  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$  et une raie à 2,51 Å. Après vérification nous nous sommes aperçus que les spectres des produits hydratés à 50 et 70° C, présentaient également une raie faible à 2,51 Å; or cette raie coïncide avec une raie principale de l'hématite <sup>(1)</sup>  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ . Pour essayer de caractériser l'hématite d'une manière plus évidente, nous avons lavé nos produits d'hydratation de façon à éliminer la plus grande proportion possible d'aluminate cubique; nous avons trouvé alors les trois raies intenses de l'hématite à 2,69, 2,51 et 1,84 Å.

## 21. Conclusions.

Ces essais montrent qu'à la température ordinaire, les produits d'hydratation de l'aluminoferrite sont à l'origine : l'aluminate tricalcique cubique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ , l'aluminate bicalcique hexagonal  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaO} \cdot 7\text{H}_2\text{O}$  et un gel amorphe de ferrite de calcium. Puis on note la disparition progressive de l'aluminate bicalcique ainsi qu'une dissociation du gel de ferrite avec formation possible d'hématite, si bien qu'au bout d'un certain temps les produits de réaction sont : l'aluminate cubique, l'hydrate de chaux (quand la réaction ne se fait pas en présence d'un grand excès d'eau) et l'hématite. Les essais à haute température confirment ce fait, et sont à rapprocher des résultats obtenus par THORVALDSON, à la suite d'essais d'hydratation à l'autoclave.

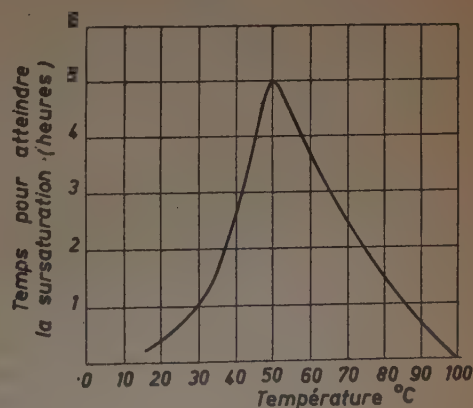


FIG. 15.

<sup>(1)</sup> Il s'agit en réalité d'hydro-hématite  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$  dont les raies sont identiques à celles de l'oxyde anhydre.



Les hydratations effectuées entre 15 et 100° C révèlent également une anomalie dans la précipitation des hydrates (fig. 15). Jusqu'à 50° C, cette précipitation s'effectue de plus en plus lentement; au contraire, aux températures supérieures à 50° C, la vitesse de cristallisation des hydrates croît rapidement en fonction de la température et à 100° C, le phénomène a lieu presque instantanément.

On pourrait essayer de rapprocher ce phénomène de celui observé à 30° C pour le ciment alumineux, mais, après examen, on s'aperçoit qu'il n'est pas du tout du même ordre. Dans le cas du ciment alumineux, la lenteur de la cristallisation à 30° C est due à une conservation de la solution sursaturée. Dans le cas de l'aluminoferrite, on n'a pas de phénomène de ce genre, mais simplement des variations des vitesses de dissolution du produit anhydre. Cette vitesse de dissolution décroît de 15 à 50° C, puis se remet à croître pour les températures supérieures et devient très grande à 100° C. Ce sont ces variations des vitesses de dissolution du constituant anhydre qui conditionnent les vitesses de précipitation des hydrates.

Ce phénomène est d'ailleurs assez difficile à interpréter. On peut penser toutefois, que de 15 à 50° C la vitesse de dissolution est diminuée par la formation du gel de ferrite, qui en s'agglutinant autour des grains, retarde leur attaque par l'eau. Au-dessus de 50° C la dissociation rapide du gel en hématite et hydrate de chaux diminue l'influence de ce phénomène et la dissolution du produit anhydre est plus rapide.

On doit remarquer également que la solubilité ne paraît pas changer beaucoup en fonction de la température, les maxima de sursaturation sont à peu près les mêmes entre 15 et 100° C.

Ces conclusions peuvent, du point de vue technique amener les remarques suivantes : la présence d'aluminoferrite dans le ciment alumineux doit être nuisible car l'hydratation de ce composé donne de l'aluminate cubique qui constitue un germe de décomposition; d'autre part, la possibilité de formation d'hématite peut donner une explication satisfaisante du changement de couleur qui accompagne généralement cette décomposition.

## II. — ACTION DE L'EAU SUR LES SILICATES DE CALCIUM ANHYDRES EN FONCTION DE LA TEMPÉRATURE

A la fin du siècle dernier, Henry LE CHATELIER a montré que le silicate bicalcique et le silicate tricalcique s'hydraient avec formation de silicate monocalcique hydraté et libération d'hydrate de chaux, les équations ont été indiquées au chapitre 1<sup>er</sup>; il avait remarqué également que ce silicate monocalcique pouvait adsorber de la chaux. Les essais postérieurs de THORVALDSON et VIGFUSSEN, NACKEN, JOLIBOIS et CHASSEVENT, KOYANAGI, FLINT et WELLS et plus récemment les essais de HEDIN ont confirmé ce fait; ils ont montré que le silicate monocalcique hydraté adsorbe toujours de la chaux et que la composition du précipité formé par hydratation des silicates anhydres varie de  $\text{SiO}_2 \cdot \text{CaO} \cdot \text{Aq}$  à  $\text{SiO}_2 \cdot 2\text{CaO} \cdot \text{Aq}$ , suivant la concentration en chaux de la solution dans laquelle ils se trouvent. On aurait par exemple :

$\text{SiO}_2 \cdot \text{CaO} \cdot \text{Aq}$  dans les solutions contenant moins de 0,131 g de CaO par litre;

$2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{CaO} \cdot \text{Aq}$  dans les solutions saturées en chaux;

$\text{SiO}_2 \cdot 2\text{CaO} \cdot \text{Aq}$  dans les solutions sursaturées en chaux.

MAC INTYRE et SHAW ont donné une équation pour l'isotherme d'adsorption :

$$x = 2,34 C^{0,1818}$$

dans laquelle  $x$  est le rapport moléculaire  $\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2}$  et  $C$  la concentration en chaux en grammes par litre à l'équilibre. La réaction d'hydratation des silicates anhydres a donc avantage à se mettre sous la forme :



Comme nous l'avons indiqué au chapitre 1<sup>er</sup>, au cours d'essais effectués à la température ordinaire, on n'a jamais pu mettre en évidence d'autre silicate hydraté défini que le silicate monocalcique; toutefois, les Américains ayant préparé sous pression toute une série de produits (voir chap. 1<sup>er</sup>) nous avons décidé de vérifier si à la pression normale, pour des températures s'échelonnant entre 15 et 100° C, il n'y avait pas également formation de silicates hydratés autres que le silicate monocalcique.

Aux températures suivantes : 15, 30, 50, 70 et 100° C, 20 g de silicate de calcium ont été agitées dans 2 l d'eau distillée, nous avons suivi les concentrations en chaux et en silice de la solution en fonction du temps et des diagrammes de rayons X ont été effectués sur les produits hydratés.

### A) Silicate bicalcique: $\text{SiO}_2 \cdot 2\text{CaO}\beta$ .

Le silicate bicalcique a été préparé par cuisson à 1 500° C d'un mélange de silice et de carbonate de calcium pur, donnant un rapport moléculaire  $\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2} = 2$ , un refroidissement brusque a permis d'obtenir la forme  $\beta$  à peu près pure.

#### 22. Essai à 15° C.

Le tableau VIII montre que la concentration en chaux de la solution croît rapidement, alors que la concentration en silice décroît régulièrement pour se stabiliser au bout de 24 h à 0,004 g/l, toutefois au bout de 15 j on n'a plus que 0,002 g de silice par litre, la concentration en chaux est alors de 0,68 g. Au bout de 2 mois les concentrations sont les suivantes :  $\text{CaO} = 1,20 \text{ g}$ ;  $\text{SiO}_2 = 0,002 \text{ g}$ .

#### 23. Essai à 30° C.

A 30° C la réaction est accélérée : la libération de chaux d'une part, la coagulation de la silice d'autre part, sont plus rapides. Au bout de 15 j, la concentration de la solution en silice est la même qu'à 15° C, quant à la concentration en chaux : 1,11 g c'est la limite de solubilité de ce composé à 30° C (fig. 16).

# LIANTS HYDRAULIQUES

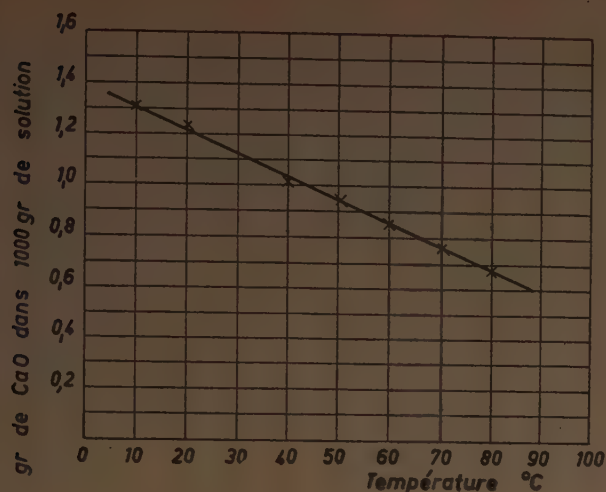


FIG. 16.

## 24. Essai à 50° C.

A cette température, la réaction est considérablement accélérée, après 6 h la concentration de la solution en silice : 0,002 g ne change plus, et au bout de 6 j, on a atteint la limite de solubilité de la chaux : 0,91 g/l.

## 25. Essai à 70° C.

A 70° C la concentration maximum en chaux : 0,75 g/l qui est la limite de solubilité à cette température, est déjà atteinte au bout de 3 j.

## 26. Essai à 100° C.

Ici la coagulation de la silice est extrêmement rapide, au bout de 30 mn on n'a plus que 0,002 g du  $\text{SiO}_2$  par litre et après 24 h, la concentration en chaux : 0,61 g/l est à peu près la limite de solubilité à 100° C.

Les diagrammes de rayons X effectués sur les produits hydratés à ces températures, se sont révélés identiques en tous points. On note les raies du silicate bicalcique anhydre, des raies très faibles de l'hydrate de chaux, ce qui prouve que ce corps est mal cristallisé, on remarque également la raie forte du silicate monocalcique à 3,14 Å, mais il existe d'autres raies qui semblent prouver que le silicate monocalcique hydraté et l'hydrate de chaux ne sont pas les seuls produits d'hydratation.

Nous voyons donc que la chaleur n'a pas d'influence sur la nature des hydrates qui prennent naissance, par contre elle accélère considérablement la réaction, les figures 17 et 18 sont dans ce sens assez explicites. La figure 18 montre notamment que la réaction de coagulation de la silice est considérablement accélérée quand la température croît.

TABEAU VIII.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM <sup>3</sup> DE SOLUTION										
Température (° C)	15°		30°		50°		70°		100°	
Temps	CaO	SiO <sup>2</sup>	CaO	SiO <sup>2</sup>	CaO	SiO <sup>2</sup>	CaO	SiO <sup>2</sup>	CaO	SiO <sup>2</sup>
30 mn ....	0,16	0,052	0,21	0,040	0,25	0,028	0,20	0,012	0,28	0,002
1 h .....	0,18	0,048	0,26	0,034	0,30	0,012	0,26	0,004	0,36	0,002
3 h .....	0,27	0,020	0,32	0,008	0,35	0,006	0,34	0,002	0,44	0,002
6 h .....	0,34	0,008	0,40	0,004	0,42	0,002	0,46	0,002	0,57	0,002
24 h .....	0,42	0,004	0,52	0,004	0,56	0,002	0,60	0,002	0,61	0,002
2 j .....	0,48	0,004	0,60	0,002	0,67	0,002	—	—	—	—
3 j .....	0,51	0,004	0,66	0,002	0,75	0,002	0,75	0,002	0,62	0,002
4 j .....	0,55	0,004	—	—	0,88	0,002	0,74	0,002	0,60	0,002
5 j .....	—	—	0,70	0,002	—	—	0,75	0,002	0,61	0,002
6 j .....	—	—	—	—	0,91	0,002	—	—	0,62	0,002
7 j .....	—	—	0,75	0,002	0,92	0,002	0,73	0,002	0,62	0,002
8 j .....	0,60	0,004	0,80	0,002	0,91	0,002	—	—	0,62	0,002
15 j .....	0,60	0,002	1,11	0,002	—	—	—	—	—	—



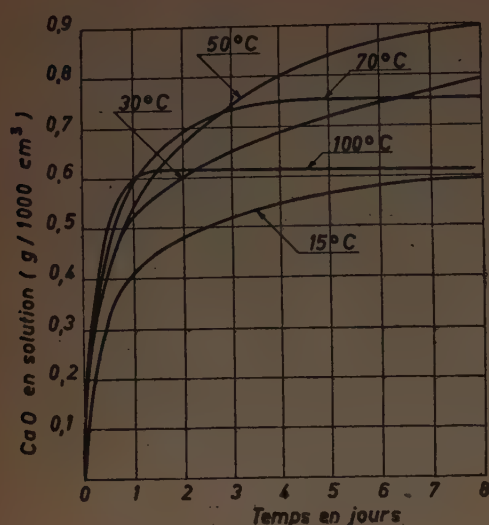


FIG. 17.

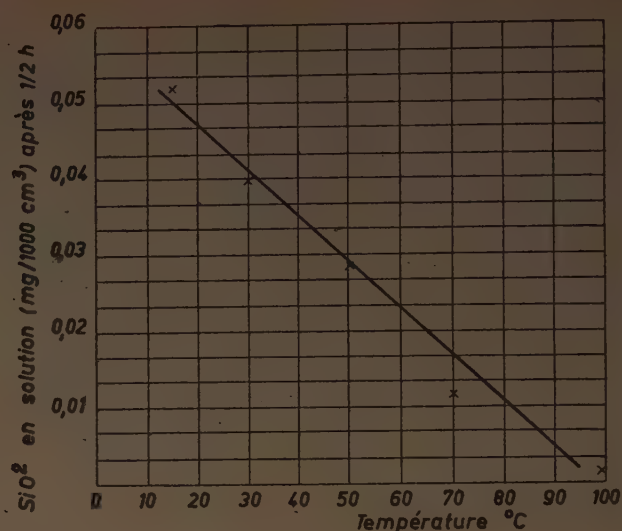


FIG. 18.

### B) Silicate tricalcique : $\text{SiO}_2 \cdot 3 \text{CaO}$ .

Le silicate tricalcique a été préparé par cuissons répétées à  $1500^\circ \text{C}$  d'un mélange de silice et de carbonate de chaux pur donnant un rapport moléculaire  $\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2} = 3$ . On prépare d'abord du silicate bicalcique qui petit à petit arrive à fixer la troisième molécule de chaux. Le produit

broyé ne donnait aucun refus au tamis de 4 900 mailles.

#### 27. Essai à $15^\circ \text{C}$ .

Le tableau IX et la figure 19 montrent que la réaction est beaucoup plus rapide que dans le cas du silicate bicalcique; au bout de 24 h on a une solution fortement sursaturée : 1,42 g de chaux par litre. La teneur en silice est stable au bout de 4 h : 0,002 g/l.

TABLEAU IX.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM³ DE SOLUTION										
Température (°C)	15°		30°		50°		70°		100°	
Temps	CaO	SiO²	CaO	SiO²	CaO	SiO²	CaO	SiO²	CaO	SiO²
15 mn ....	0,52	0,028	0,69	0,024	0,78	0,026	0,79	0,012	0,55	0,007
30 mn ....	0,64	0,012	0,98	0,010	0,91	0,004	0,84	0,002	0,67	0,002
1 h .....	0,80	0,004	1,17	0,004	1,01	0,002	0,90	0,002	0,64	0,002
2 h .....	—	—	—	—	—	—	0,88	0,002	0,62	0,002
4 h .....	1,18	0,002	1,31	0,002	1,15	0,002	0,80	0,002	0,57	0,002
6 h .....	1,27	0,002	1,40	0,002	1,08	0,002	0,74	0,002	0,59	0,002
24 h .....	1,42	0,002	1,17	0,002	0,99	0,002	0,72	0,002	0,58	0,002
2 j .....	1,40	0,002	1,16	0,002	0,95	0,002	0,72	0,002	0,57	0,002
3 j .....	—	—	1,16	0,002	0,93	0,002	—	—	0,57	0,002
4 j .....	1,35	0,002	—	—	0,94	0,002	0,71	0,002	0,57	0,002
5 j .....	1,30	0,002	1,16	0,002	0,93	0,002	—	—	—	—

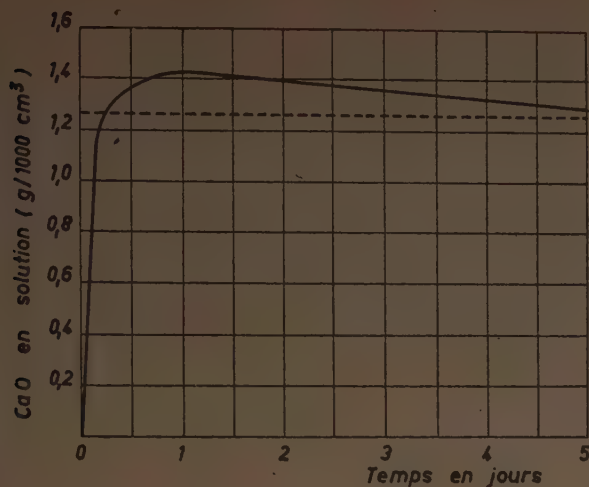


FIG. 19.

### 28. Essai à 30° C.

A 30° C la réaction est légèrement accélérée, la concentration maximum en chaux : 1,40 g/l ne varie pas sensiblement par rapport à l'essai à 15° C, mais comme la solubilité de la chaux à 30° C n'est que de 1,12 g/l, on voit que la sursaturation est plus forte.

### 29. Essai à 50° C.

A cette température, on note toujours la formation d'une solution fortement sursaturée en chaux, mais cette sursaturation a lieu cette fois au bout de 4 h seulement.

### 30. Essai à 70° C.

La solubilité de la chaux à 70° C étant de 0,76 g/l, on voit que l'on obtient rapidement (1 h environ) une solution sursaturée. Au bout de 30 mn, la concentration en silice de la solution est stable : 0,002 g/l.

### 31. Essai à 100° C.

Le maximum de sursaturation a lieu au bout de 30 mn environ ; et à partir de ce moment la teneur en silice ne varie plus.

Comme dans le cas du silicate bicalcique, les diagrammes de rayons X des produits hydratés sont identiques, les raies les plus intenses sont les raies de l'hydrate de chaux ; ce fait s'explique assez bien, car ce corps qui s'est déposé d'une solution sursaturée est bien cristallisé et se dépose en très gros cristaux. On note également les raies du silicate monocalcique hydraté et quelques raies peu intenses du silicate tricalcique anhydre.

Comme pour le silicate bicalcique, on voit donc que la chaleur a simplement pour effet d'accélérer la réaction. La figure 21 où l'on a porté en abscisses les températures et en ordonnées les temps pour atteindre le maximum de sursaturation, est caractéristique du phénomène.

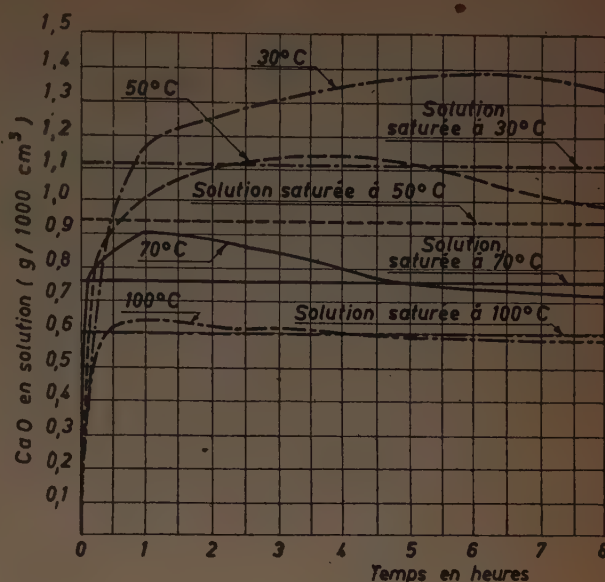


FIG. 20.

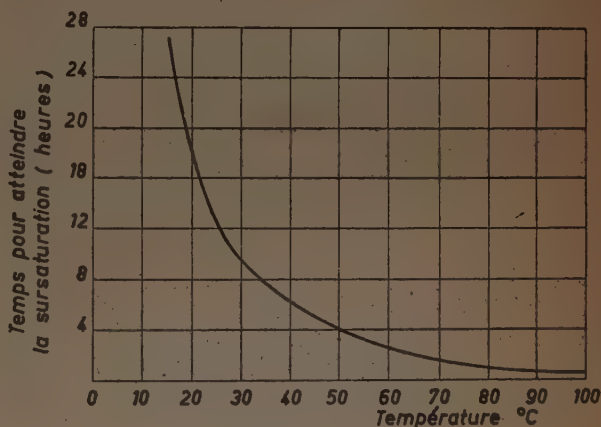


FIG. 21.

### 32. Conclusions.

La remarque principale suggérée par ces essais est qu'à la pression ordinaire, la température n'a pas d'influence sur la forme cristalline des hydrates qui prennent naissance lors de l'hydratation du silicate bicalcique  $\beta$  et du silicate tricalcique.

En second lieu, il faut remarquer que les réactions des deux silicates sont très différentes. Dans le cas du silicate bicalcique, il n'y a pas formation de solution sursaturée, la formation du silicate hydraté se fait par coagulation de la silice par la chaux, puis par fixation de cette dernière. Le silicate formé étant moins riche en chaux que le bicalcique, il y a libération de  $\text{Ca(OH)}_2$  qui se dissout jusqu'à saturation. Dans le cas du silicate tricalcique, on a également la réaction de coagulation de la silice et adsorption



de chaux, mais on a aussi formation d'une solution sursaturée comme pour les aluminates. Quant aux hydrates qui prennent naissance, les diagrammes de rayons X ne sont pas suffisamment clairs pour que l'on puisse être affirmatifs. Pour le silicate bicalcique, il est certain que le silicate monocalcique hydraté et l'hydrate de chaux ne sont pas les seuls produits d'hydratation. Dans le cas du silicate tricalcique, les seules raies nettes sont les raies de l'hydrate de chaux, mais il est probable que le silicate monocalcique dont on remarque également les raies, n'est pas non plus le seul silicate hydraté qui prend naissance.

Il n'y a donc qu'une seule chose que l'on puisse affirmer, c'est que l'accroissement de la température accélère considérablement la vitesse d'hydratation des silicates bicalcique et tricalcique, mais qu'elle n'a aucune influence sur les formes cristallines des hydrates (sous la pression atmosphérique).

### III. — ACTION DE L'EAU SUR LES CONSTITUANTS HYDRATÉS EN FONCTION DE LA TEMPÉRATURE

#### A) L'aluminate bicalcique hydraté : $\text{Al}^2\text{O}^3 \cdot 2\text{CaO} \cdot 7\text{H}^2\text{O}$ .

L'aluminate bicalcique hydraté a été préparé vers 1900 par ALLEN et ROGGERs par action de l'aluminium à froid, sur l'eau de chaux ; il a été étudié depuis par de nombreux chercheurs : NORTH, PUCKALL, MARTIN, ASSARSSON, LEFOL et plus particulièrement par LAFUMA qui a déterminé ses limites de décomposition dans l'eau à la température ordinaire. Récemment, au cours d'une étude complète du système  $\text{CaO}-\text{Al}^2\text{O}^3-\text{H}^2\text{O}$ , WELLS, CLARKE et MC MURDIE ont fait l'analyse radiocristallographique de ce composé.

#### 33. Préparation.

40 g de ciment alumineux ont été agités dans 2 l d'eau distillée. La solution filtrée a été mise au contact de 1 000 cm<sup>3</sup> d'eau de chaux saturée ; il s'est formé aussitôt un précipité chatoyant constitué par de fines aiguilles soyeuses.

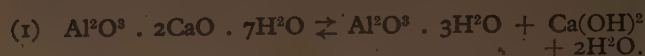
Filtré au bout de 15 j, ce précipité ne contenait plus que des hexagones ; il était alors séché sous vide en présence de  $\text{CaCl}_2$  anhydre. Le rendement étant très faible, 2 g environ, cette opération a été répétée de nombreuses fois. L'analyse chimique effectuée de temps en temps a montré que le rapport moléculaire  $\frac{\text{CaO}}{\text{Al}^2\text{O}^3}$  était toujours égal à deux ; par contre, bien que les conditions de dessiccation aient été toujours les mêmes, le nombre des molécules d'eau fixée variait entre 7 et 8.

#### 34. Essais d'hydrolyse.

L'hydrolyse de l'aluminate bicalcique a été étudiée aux températures suivantes : 15, 30, 50, 70 et 100° C.

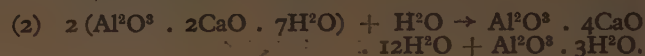
A chacune de ces températures, 5 g d'aluminate ont été agités dans 1 l d'eau distillée. Le tableau X donne les quantités de chaux et d'alumine en solution en fonction du temps.

A 15° C nous retrouvons exactement les limites indiquées par LAFUMA, à savoir :  $\text{CaO} = 0,16 \text{ g}$ ,  $\text{Al}^2\text{O}^3 = 0,05 \text{ g/l}$ . La réaction est alors la suivante :

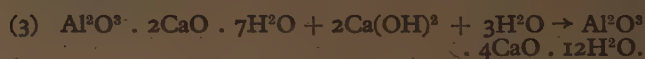


A 30° C les limites de décomposition ont l'air d'augmenter légèrement :  $\text{CaO} = 0,18 \text{ g}$ ,  $\text{Al}^2\text{O}^3 = 0,06 \text{ g}$ . La teneur en chaux se stabilise entre 24 h et 2 j puis décroît, alors que la teneur en alumine ne change pas.

L'analyse radiocristallographique effectuée sur le produit hydrolysé à cette température a révélé en plus des raies de l'aluminate bicalcique, trois raies fortes à 8,33, 7,73 et 4,88 Å. Le doublet à 8,33 et 7,73 Å est caractéristique de l'aluminate tétracalcique hydraté, quant à la raie 4,88, elle correspond à l'alumine hydratée  $\text{Al}^2\text{O}^3 \cdot 3\text{H}^2\text{O}$ . On a certainement la réaction :



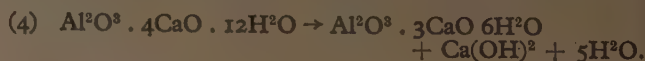
La présence d'aluminate tétracalcique permet d'expliquer également la décroissance, au bout d'un certain temps, de la teneur en chaux de la solution, car on peut admettre que la formation de ce composé se fasse aussi suivant la réaction



A 50° C le phénomène a la même allure, la limite de décomposition (chaux) augmente légèrement : 0,21 g/l, la teneur en alumine ne varie pas sensiblement. Puis la teneur en chaux de la solution décroît : 0,19 g à 3 j ; 0,17 g à 5 j et l'analyse radiocristallographique effectuée sur le produit hydrolysé à 5 j montre que l'on est en présence d'une quantité prépondérante d'aluminate tétracalcique.

A 70 et 100° C nous sommes déjà, au bout de 6 h, dans la période de décroissance de la teneur en chaux de la solution. A 70° C la concentration en alumine est la même qu'aux autres températures, au bout de 3 j il ne reste presque plus d'aluminate bicalcique et il n'y a aucune trace d'aluminate cubique ; mais au bout de 8 j, à 100° C, la teneur en chaux de la solution est de 0,21 g/l et l'on remarque alors, dans la phase solide, la présence de nombreux cristaux cubiques.

L'augmentation de la concentration en chaux peut s'expliquer par le fait que la formation d'aluminate tricalcique a lieu à partir d'aluminate tétracalcique. On doit donc avoir libération de chaux suivant la réaction :



L'examen des concentrations en chaux de la solution en fonction du temps permettrait donc de suivre assez facilement les divers phénomènes qui se passent au cours de l'hydrolyse de l'aluminate bicalcique hydraté aux températures élevées. Si l'on porte en ordonnées les concentrations en chaux de la solution et le temps en abscisses, on obtient des courbes de la forme suivante (fig. 22).

TABLEAU X.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM <sup>3</sup> DE SOLUTION										
Température (° C)	15°		30°		50°		70°		100°	
Temps	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>	CaO	Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup>
6 h .....	0,16	0,05	0,16	0,05	0,20	0,05	0,20	0,06	0,13	0,04
24 h .....	0,16	0,05	0,18	0,06	0,21	0,05	0,14	0,06	0,13	0,04
2 j .....	0,16	0,05	0,18	0,06	0,21	0,05	0,12	0,06	0,12	0,03
3 j .....	0,16	0,05	0,17	0,06	0,19	0,05	0,12	0,06	0,12	0,03
5 j .....	—	—	—	—	0,17	0,05	—	—	—	—
8 j .....	—	—	—	—	—	—	—	—	0,21	0,06

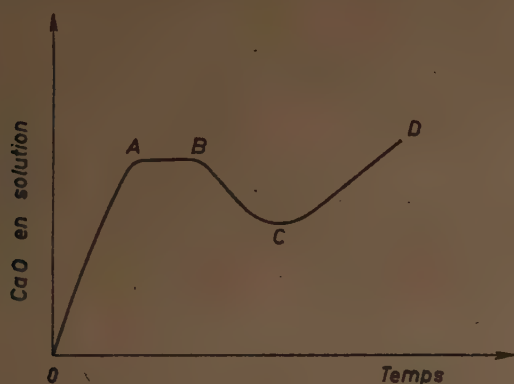


FIG. 22.

La branche OA correspond à la réaction (1) : hydrolyse de l'aluminate bicalcique; le point A correspond à la limite de décomposition.

Le palier AB correspond à la réaction (2) : formation d'aluminate tétracalcique avec précipitation d'alumine; la concentration en chaux ne change pas.

On peut admettre que, suivant la branche BC, la décroissance des teneurs en chaux est provoquée par la réaction (3) : transformation de l'aluminate bicalcique en aluminate tétracalcique par fixation de chaux.

Enfin la branche CD correspond à la réaction (4) : formation d'aluminate tricalcique à partir d'aluminate tétracalcique avec libération de chaux.

#### B) L'aluminate tétracalcique hydraté :



L'aluminate tétracalcique hydraté a été découvert par LE CHATELIER et étudié par KÜHL, LAFUMA, LANSING, WELLS et Mlle FORET; il se présente en fines aiguilles hexagonales.

#### 35. Préparation.

10 g de ciment alumineux ont été agités pendant 1 h dans 500 cm<sup>3</sup> d'eau distillée, après quoi la solution a été filtrée et mise en contact avec 2 500 cm<sup>3</sup> d'eau de chaux saturée; il s'est formé aussitôt une multitude d'aiguilles soyeuses. Au bout de 48 h le précipité a été filtré, essoré et séché sous vide en présence de chlorure de calcium anhydre.

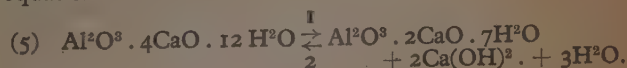
Cette opération a dû être répétée de nombreuses fois, le rendement étant faible (2 g environ). L'analyse du précipité séché effectuée de temps en temps a montré que le rapport moléculaire  $\frac{\text{CaO}}{\text{Al}^2\text{O}^3}$  était toujours égal à 4, seule la quantité d'eau variait légèrement d'une opération à l'autre. On a trouvé comme chiffres extrêmes (en molécules) : 12,05 et 12,41. On pouvait donc admettre que l'on avait bien affaire à l'aluminate  $\text{Al}^2\text{O}^3 \cdot 4\text{CaO} \cdot 12\text{H}^2\text{O}$ . D'ailleurs, l'analyse radiocristallographique a révélé le doublet intense à 8,33 et 7,73 Å, ainsi qu'une raie forte à 4,02 Å qui correspondent exactement aux données de l'A. S. T. M.

#### 36. Essais d'hydrolyse.

A toutes les températures, 10 g d'aluminate tétracalcique ont été agités dans 1 l d'eau distillée; la chaux et l'alumine en solution étaient dosés sur des prises de 50 cm<sup>3</sup>.

A 15° C (tableau XI), la teneur en chaux de la solution croît régulièrement pour se stabiliser à 1,08 g/l qui est la limite trouvée par LAFUMA. Il n'y a pas d'alumine en solution.

On peut admettre que la décomposition se fait suivant l'équation :



A 30° C le phénomène conserve à peu près la même allure. La décomposition semble un peu moins rapide et la limite d'hydrolyse n'est pas changée.



TABLEAU XI.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM <sup>3</sup> DE SOLUTION										
Température (° C)	15°		30°		50°		70°		100°	
Temps	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
6 h .....	0,92	0	0,83	0	0,94	0	0,75	0,030	0,67	0,034
24 h .....	1,08	0	0,92	0	0,95	0	0,67	0,034	0,67	0,056
2 j .....	1,08	0	1,08	0	0,94	0	—	—	0,67	0,056
3 j .....	—	0	1,08	0	0,88	0,056	0,57	0,044	0,64	0,056
4 j .....	—	0	1,08	0	0,86	0,063	0,55	0,057	0,63	0,056
8 j .....									0,68	0,060

A 50° C le tableau XI montre qu'entre 6 h et 2 j la teneur en chaux de la solution correspond à peu près à la limite de solubilité de ce composé à cette température. Au bout de 3 j, la quantité de chaux a légèrement diminué et il apparaît un peu d'alumine en solution. L'examen microscopique révèle la présence de petits cristaux cubiques et l'analyse radiocristallographique montre qu'il s'agit d'aluminate tricalcique :  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ .

A 70° C, au bout de 6 h, on a 0,75 g de CaO en solution et un peu d'alumine; on remarque également la présence de cristaux cubiques dont le nombre s'accroît sans cesse tandis que la teneur en alumine croît légèrement et que la concentration en chaux qui était de 0,75 g/l au bout de 6 h, passe à 0,55 g au bout de 4 j.

Cette baisse de la teneur en chaux au fur et à mesure que la quantité d'aluminate cubique croît est assez difficile à interpréter. On peut admettre toutefois qu'au début, la réaction (5) a lieu dans le sens 1 et il y a libération de chaux; mais les essais effectués sur l'aluminate bicalcique ont montré que ce composé était très instable à haute température et se transformait d'abord en aluminate tétracalcique.

La réaction (5) doit donc s'inverser assez rapidement et il y a adsorption de chaux.

D'autre part, nous avons vu que la transformation de l'aluminate tétracalcique en aluminate cubique libère de la chaux, et par suite, au bout d'un certain temps, la concentration en chaux de la solution doit augmenter car seule la réaction (4) continue de s'effectuer.

C'est bien ce qui a été confirmé au cours de l'essai à 100° C. A cette température on remarque qu'au bout de 6 h, il y a déjà des cristaux cubiques; la teneur en chaux de la solution, 0,67 g/l, est à peu près la limite de solubilité de l'hydrate de chaux à 100° C. Cette teneur, qui se maintient à peu près constante pendant 2 j, décroît ensuite, passe par un minimum, puis se remet à croître, et au bout de 8 j elle est de 0,68 g/l. Nous sommes alors en présence d'une quantité prépondérante de cristaux cubiques.

Ici encore, l'examen des concentrations en chaux de

la solution en fonction du temps rend un compte assez exact des phénomènes successifs que l'on observe lors de l'hydrolyse de l'aluminate tétracalcique aux températures élevées.

On a d'abord une augmentation de la concentration jusqu'à la limite de décomposition. Ensuite on note une décroissance qui doit provenir d'une inversion du sens de la réaction, puis les concentrations recommencent à croître, du fait de la transformation de l'aluminate tétracalcique en aluminate tricalcique cubique avec libération de chaux.

### 37. Conclusions.

A la suite des travaux de PUCKALL, GRACE et THORVALDSON, LAFUMA, on avait pu conclure que le seul aluminate de calcium hydraté stable, quelles que soient les conditions de concentration et de température, était l'aluminate tricalcique cubique; nos essais ont précisé les phénomènes de transformation des aluminates bi-et tétracalciques dans leurs eaux mères. On voit que la transformation en aluminate cubique est d'autant plus rapide que la température est plus élevée, mais le fait remarquable à retenir est que cette transformation se fait à partir d'aluminate tétracalcique, et il convient de noter en particulier, la transformation dans son eau-mère de l'aluminate bicalcique en aluminate tétracalcique, transformation qui s'accélère considérablement avec la température.

### C) L'aluminate tricalcique cubique : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ .

L'aluminate tricalcique hydraté cubique a été étudiée par ALLEN et ROGERS, PUCKALL, THORVALDSON, GRACE, VIGFUSSEN, EITEL, LAFUMA, LEDUC, LEFOL, WELLS, CLARKE, MC MURDIE. Il a été reconnu par ces différents auteurs que ce composé se dissolvait dans l'eau sans décomposition, mais les recherches sur les variations de la solubilité en fonction de la température étant très peu nombreuses, cette étude entraînait directement dans le cadre de notre travail.

## 38. Préparation.

Il existe plusieurs méthodes de préparation de l'aluminate cubique. THORVALDSON préparait ce sel en hydratant de l'aluminate tricalcique anhydre ou un mélange d'alumine et de chaux dans la vapeur d'eau à 150° C. LEDUC a indiqué une autre méthode de préparation à partir du nitrate d'aluminium et de la chaux. Cette méthode consiste à ajouter à une solution de nitrate d'aluminium (à la concentration de 10 g de  $(\text{NO}_3)_3\text{Al} \cdot 9\text{H}_2\text{O}$  par litre) de la chaux solide pure en quantité légèrement inférieure à celle qui est théoriquement nécessaire (6CaO pour 2  $(\text{NO}_3)_3\text{Al}$ ) et en chauffant rapidement à 120° C à l'autoclave. Il obtenait ainsi de gros cristaux très purs ne présentant pas de biréfringence. Mais la méthode la plus simple consiste à partir d'une solution d'aluminate monocalcique et d'eau de chaux; on prépare ainsi l'aluminate tricalcique par ébullition sous la pression atmosphérique.

Nous avons donc adopté cette dernière méthode, et pour ce faire, 20 g de ciment alumineux ont été agités dans 1 l d'eau distillée pendant 1 h, après quoi la solution filtrée a été mélangée à 1 700 cm<sup>3</sup> d'eau de chaux saturée et le tout a été porté à l'ébullition pendant 3 h. Le précipité a été ensuite essoré et séché sous vide en présence de  $\text{CaCl}_2$  anhydre. Le rendement était très faible : 1,8 g environ et cette opération a dû être répétée plusieurs fois. L'analyse chimique effectuée de temps en temps a donné la composition suivante :  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$  et les examens microscopiques et radiocristallographiques ont confirmé que l'on avait bien affaire à ce composé.

## 39. Résultats des essais.

La solubilité de l'aluminate cubique a été mesurée aux températures suivantes : 15, 30, 50, 70, 100° C. A chacune

de ces températures, 3 g de ce sel ont été agités dans 3 l d'eau distillée; les résultats sont consignés dans le tableau XII et sur la figure 23.

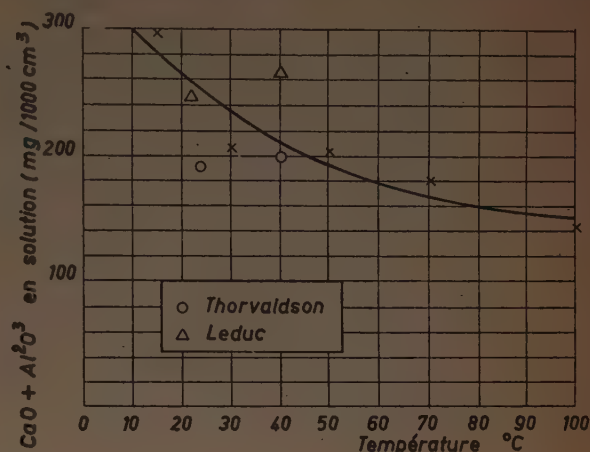


FIG. 23.

On remarque tout d'abord qu'à 15° C l'équilibre est atteint très lentement. Ensuite, au fur et à mesure que la température s'élève, l'équilibre est atteint de plus en plus rapidement mais la solubilité décroît régulièrement. Les rapports moléculaires  $\frac{\text{CaO}}{\text{Al}_2\text{O}_3}$  varient, suivant les essais, entre 2,95 et 3,08, cela est dû à la précision insuffisante du dosage titrimétrique de l'alumine.

Ces résultats permettent d'interpréter les différences remarquées dans les chiffres donnés par différents auteurs

TABLEAU XII.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM <sup>3</sup> DE SOLUTION															
Température (°C)	15°			30°			50°			70°			100°		
Temps	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
15 mn.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,1064	0,0639	0,1703	0,0840	0,0520	0,1360
30 mn.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,1120	0,0683	0,1803	0,0896	0,0547	0,1443
1 h...	0,0392	0,0238	0,0630	0,0728	0,0442	0,1170	0,1232	0,0754	0,1986	0,1120	0,0683	0,1803	0,0896	0,0547	0,1443
6 h...	0,0728	0,0442	0,1170	0,1176	0,0707	0,1883	0,1280	0,0775	0,2055	0,1120	0,0683	0,1803	0,0896	0,0547	0,1443
24 h...	0,0896	0,0544	0,1440	0,1232	0,0754	0,1986	0,1280	0,0775	0,2055	0,1120	0,0683	0,1803	0,0896	0,0547	0,1443
2 j ..	0,1008	0,0629	0,1637	0,1288	0,0788	0,2076	0,1280	0,0775	0,2055	0,1120	0,0683	0,1803	0,0896	0,0547	0,1443
3 j ..	0,1064	0,0629	0,1693	0,1288	0,0788	0,2076	0,1280	0,0775	0,2055	0,1120	0,0683	0,1803	0,0896	0,0547	0,1443
4 j ..	0,1120	0,0697	0,1817	0,1288	0,0788	0,2076	0,1280	0,0775	0,2055	0,1120	0,0683	0,1803	0,0896	0,0547	0,1443
8 j ..	0,1848	0,1124	0,2972	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—



sur la solubilité de l'aluminate cubique. THORVALDSON donnait en  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO}$  par litre : à  $21^\circ\text{C}$  : 0,246 g ; à  $40^\circ\text{C}$  : 0,268 g. LEDUC indiquait à  $23^\circ\text{C}$  : 0,1925 g ; à  $40^\circ\text{C}$  : 0,2008 g.

La différence entre les solubilités à  $21^\circ\text{C}$  et  $23^\circ\text{C}$  est anormale, elle provient certainement du fait que ces deux chercheurs n'ont pas effectué leur dosage après le même temps ; d'autre part, leurs chiffres semblent indiquer que la solubilité croît en fonction de la température.

Ces résultats paraissent en contradiction avec les nôtres, mais nous pensons que cette contradiction n'est qu'apparente. Il est probable en effet, que les valeurs de solubilité à  $21$  et  $23^\circ\text{C}$  indiquées par THORVALDSON et LEDUC, ne correspondent pas à des solubilités à l'équilibre et sont trop faibles. Si l'on examine la figure 24 qui donne la concentration  $C$  de la solution en fonction du temps, on voit que les courbes se coupent et qu'il est par suite très important de tenir compte des vitesses de dissolution, surtout aux basses températures où elles sont très petites.

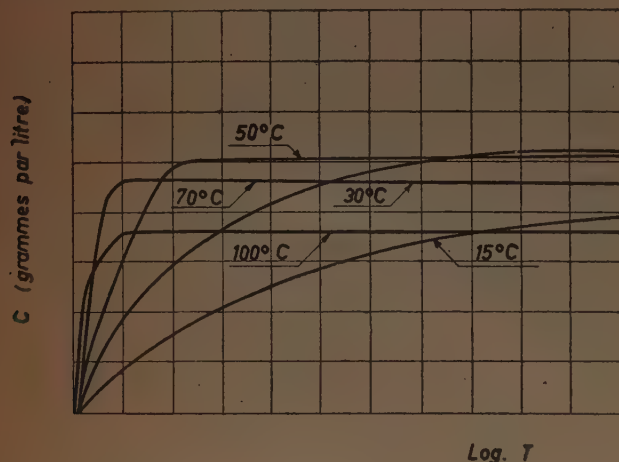


FIG. 24.

Nous avons essayé de confirmer nos résultats en examinant le signe de la chaleur de dissolution de l'aluminate cubique. Nous avons vu, au chapitre I<sup>er</sup>, que l'examen de la chaleur « limite » de dissolution permettait de prévoir les variations de la solubilité en fonction de la température et nous avons indiqué une relation thermodynamique entre la température et la solubilité.

Il est bon de signaler que LE CHATELIER, dès 1885, avait donné une relation entre ces deux grandeurs :

$$500L \frac{dT}{T^2} + i \frac{dC}{C} = 0$$

où  $L$  figurait l'effet thermique mis en jeu par le passage du sel à l'état dissout, et  $i$  un coefficient constant indépendant de la température et de la concentration, mais dépendant de la nature du sel.

Il nous fallait donc connaître le signe de la « chaleur limite » de dissolution de l'aluminate cubique. Généralement cette détermination est très difficile, car la valeur de la chaleur limite de dissolution se déduit de la connaissance des autres chaleurs de dissolution, qu'il faut par suite mesurer très soigneusement. Ces différentes grandeurs sont liées par les relations suivantes (qui résultent de l'application immédiate du principe de l'état initial et de l'état final).

$$\begin{aligned} I &= Q - D \\ L &= Q - D - E \end{aligned}$$

où :

- $I$  = chaleur intégrale de dissolution ;
- $L$  = chaleur limite de dissolution ;
- $Q$  = chaleur initiale de dissolution ;
- $D$  = chaleur de dilution ;
- $E$  = chaleur d'addition.

Or, c'est absolument  $L$  qu'il faut connaître, car c'est cette grandeur qui figure dans les formules. D'ailleurs les différentes chaleurs de dissolution n'ont pas obligatoirement le même signe et un cas typique est celui du chlorure cuivrique bihydraté  $\text{CuCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  qui a une chaleur limite de dissolution négative et une chaleur de dilution positive.

Il se trouve heureusement que pour les sels peu solubles, dont les solutions saturées sont peu concentrées,  $Q$ ,  $I$  et  $L$  coïncident et de ce fait, nous avons pu nous contenter de déterminer simplement la chaleur initiale de dissolution de l'aluminate tricalcique.

Nous avons trouvé que cette chaleur était positive, sa valeur exacte est peu sûre du fait de la lenteur de la dissolution, nous pensons toutefois qu'elle est voisine de  $+1,4$  Cal. Nos résultats se sont donc trouvés confirmés.

On a vu d'autre part que si la solution diminuait avec la température, la vitesse de dissolution augmentait ; ces deux faits ne sont pas contradictoires. En effet, la chaleur de dissolution n'intervient pas dans le phénomène cinétique que l'on peut exprimer de la façon suivante : si l'on appelle  $S$  la surface des cristaux placés dans le solvant uniformément agité,  $C_0$  la concentration à saturation,  $C_1$  la concentration,  $t$  unités de temps après le commencement de l'expérience et si l'on admet (NOYES et WHITNEY) qu'à chaque instant il y a saturation sur l'interface solution cristal et que la vitesse de diffusion de la solution saturée dans l'intérieur du solvant détermine seule le phénomène de dissolution, la vitesse de dissolution peut se mettre sous la forme suivante :

$$\frac{dC_1}{dt} = k \cdot S (C_0 - C_1).$$

Si l'on introduit le coefficient de diffusion  $D$  et l'épaisseur de la couche  $\delta$ , l'équation devient :

$$\frac{dC_1}{dt} = \frac{D}{\delta} \cdot S (C_0 - C_1).$$

Comme  $D$  croît avec la température on voit que la vitesse de dissolution variera dans le même sens.

40. Conclusions.

Nos essais sur la solubilité de l'aluminate cubique ont confirmé les travaux précédents en montrant que cet aluminat est soluble sans décomposition, mais on a pu voir qu'à la température ordinaire, l'état d'équilibre est très long à obtenir; par contre, quand la température s'élève, cet équilibre est atteint de plus en plus rapidement.

On a vu également que contrairement à ce que l'on pensait, la solubilité de l'aluminate cubique décroît en fonction de la température. Cette conclusion a été confirmée par la détermination du signe de la chaleur de dissolution.

D) Silicate monocalcique hydraté :  
 $\text{SiO}_2 \cdot \text{CaO} \cdot 2,5\text{H}_2\text{O}$ .

Comme nous l'avons vu au chapitre 1<sup>er</sup>, le silicate monocalcique hydraté se forme lors de l'hydratation du silicate tricalcique et du silicate bicalcique; mais il y a alors adsorption de chaux, de sorte que ce mode de préparation est peu recommandable. Il vaut beaucoup mieux précipiter un silicate alcalin par un sel de chaux. C'est ce dernier procédé que nous avons utilisé en employant les proportions indiquées par LEFOL.

On dissout 100 g de  $\text{CaCl}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$  dans l'eau de chaux et l'on filtre le précipité d'oxychlorure de calcium qui se forme aussitôt. Dans la liqueur obtenue on verse doucement, en agitant, 1 l d'une solution dans l'eau distillée de 30 cm<sup>3</sup> de silicate de sodium à 35-37° B.

Le précipité de silicate de calcium a été filtré, lavé à l'eau de chaux jusqu'à disparition de l'ion chlore, essoré puis séché sous vide en présence de chlorure de calcium anhydre.

La formule du produit obtenu était la suivante :  $\text{SiO}_2 \cdot 1,04\text{CaO} \cdot 1,96\text{H}_2\text{O}$ . Une seconde analyse effectuée sur le même produit ayant séjourné quelques heures dans l'atmosphère du laboratoire a conduit à la formule :  $\text{SiO}_2 \cdot 1,04\text{CaO} \cdot 2,47\text{H}_2\text{O}$ ; on retrouve bien le silicate

décrit par LE CHATELIER et ceci confirme en outre la remarque de LEFOL qui avait signalé que l'hydrate à  $2\text{H}_2\text{O}$  avait tendance à s'emparer d'eau semblant posséder un caractère zéolithique.

Pour les hygrométries moyennes, on a 2,5 molécules d'eau fixée.

L'analyse radiocristallographique a donné un spectre (tableau XIII) qui est à rapprocher de celui obtenu par Mlle FORET sur un silicate monocalcique hydraté obtenu sous pression; ce spectre était à peu près identique à celui obtenu par JOLIBOIS et CHASSEVENT sur un produit préparé en mélangeant une solution colloïdale de silice et de l'eau de chaux. Ces spectres se rapprochaient d'ailleurs sensiblement du spectre de la Xonotlite :  $5\text{SiO}_2 \cdot 5\text{CaO} \cdot \text{H}_2\text{O}$ .

TABLEAU XIII.

DISTANCES DES ARIES en mm	INTENSITÉ	DISTANCES DES RAIRS en Å
14,8	ff	6,7
17,1	ff	5,4
18,9	ff	4,9
20,9	F	4,45
23,5	f	3,97
29,9	tF	3,14
32,1	m	2,93
33,7	m	2,80
36,6	m	2,57
38,5	m	2,45
40	m	2,36
42,2	m	2,24
43,9	m	2,16
46,5	diffus	2,04
47,9	F	1,99
48,1	F	1,98
49,2	f	1,94
50,8	diffus	1,88
58	ff	1,66
61	ff	1,59

TABLEAU XIV.

GRAMMES D'OXYDES POUR 1 000 CM <sup>3</sup> DE SOLUTION										
Température (° C)	15°		30°		50°		70°		100°	
Temps	CaO	SiO <sub>2</sub>	CaO	SiO <sub>2</sub>	CaO	SiO <sub>2</sub>	CaO	SiO <sub>2</sub>	CaO	SiO <sub>2</sub>
1 h .....	0,044	0,046	0,056	0,058	0,064	0,050	0,070	0,066	0,072	0,060
3 h .....	0,044	0,046	0,060	0,050	0,064	0,045	0,070	0,060	0,072	0,058
6 h .....	0,046	0,040	0,060	0,046	0,064	0,040	0,070	0,054	0,072	0,050
24 h .....	0,052	0,036	0,060	0,040	0,064	0,036	0,070	0,050	0,072	0,045
2 j .....	0,052	0,030	0,060	0,036	0,064	0,030	0,070	0,050	0,072	0,030
3 j .....	0,052	0,020	0,060	0,030	0,064	0,030	0,070	0,042	0,072	0,020



## ESSAIS D'HYDROLYSE

A chacune des températures suivantes : 15, 30, 50, 70, 100° C, 2 g de silicate monocalcique hydraté ont été agités dans 1 l d'eau distillée. Le tableau XIV donne les quantités de chaux et de silice en solution en fonction du temps.

A 15° C, on voit qu'au bout de 1 h on a en solution de la chaux et de la silice en proportion équimoléculaire, puis la teneur en silice décroît par suite de la précipitation de silice gélatineuse.

Le diagramme de rayons X effectué sur le produit décomposé par l'eau est identique à celui obtenu sur le silicate initial.

L'examen du tableau XIV montre que la limite de décomposition croît légèrement avec la température mais que la précipitation de silice gélatineuse n'a pas l'air de suivre une loi définie. Les spectres de rayons X effectués sur les produits hydrolysés à 3 j se sont révélés en tous

points identiques et ont donné les raies indiquées dans le tableau XIII.

## Conclusions.

Au cours de ces essais nous avons retrouvé la limite de décomposition du silicate monocalcique hydraté indiquée par LE CHATELIER et nos essais aux températures élevées ont montré que cette limite de décomposition augmentait régulièrement avec la température. Les diagrammes de rayons X ayant montré qu'il n'y avait aucun changement de structure cristalline du silicate hydraté, on peut penser que l'on a affaire à une simple solubilisation, le rapport moléculaire  $\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2}$  ne reste pas égal à 1 car la silice précipite sous forme de gel.

A la suite de ces essais on peut donc affirmer qu'il ne se forme pas silicate de calcium hydraté défini plus riche en silice que le silicate monocalcique (sous la pression atmosphérique).

## CHAPITRE IV

## CONCLUSIONS. APPLICATIONS A LA CHIMIE DES CEMENTS

De ce travail, où nous avons étudié l'action de l'eau à différentes températures sur les constituants des ciments, il ressort :

1° Pour l'aluminate monocalcique il faut retenir que l'aluminate hydraté, qui prend naissance à la température ordinaire, n'est pas l'aluminate hexagonal  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaO} \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ . C'est bien un aluminat hexagonal, mais son spectre de rayons X est très différent de celui de l'aluminat à sept molécules d'eau, il est caractérisé notamment par une raie à 14,6 Å. D'autre part, un phénomène curieux a lieu à 30° C ; à cette température, la solution sursaturée se conserve assez longtemps, ce qui entraîne un retard notable à la cristallisation. Il faut noter d'ailleurs que le phénomène est plus marqué pour le ciment alumineux que pour l'aluminat monocalcique pur. Au-dessus de 30° C, on remarque une évolution de l'aluminat hexagonal vers la forme cubique :  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ , cette évolution étant d'autant plus rapide que la température est plus élevée.

2° L'aluminat tricalcique réagit très rapidement avec l'eau, on obtient en quelques minutes une solution sursaturée, qui laisse déposer des cristaux hexagonaux d'aluminat tricalcique hexagonal :  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ , caractérisé par des raies fortes à 7,55, 3,77, 3,29, 2,84 Å. Par contre, dans l'eau de chaux on obtient l'aluminat tétracalcique hexagonal :  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{CaO} \cdot 12\text{H}_2\text{O}$  qui a été mis en évidence par les rayons X et par sa limite de décomposition. Pour les températures supérieures à 20° C,

la réaction est notablement accélérée et l'on note une évolution rapide vers la variété cubique.

3° L'aluminoferrite tétracalcique donne très rapidement, à la température ordinaire, une solution sursaturée contenant de la chaux et de l'alumine. Cette solution sursaturée laisse déposer des cristaux hexagonaux d'aluminat bicalcique :  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaO} \cdot 7\text{H}_2\text{O}$  très bien mis en évidence par son spectre de rayons X, et de l'aluminat cubique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$  ; il se forme également un gel amorphe de ferrite de calcium. En fonction du temps on note une évolution de la variété hexagonale vers la forme cubique et une dissociation du gel de ferrite de calcium avec formation d'hématite. La chaleur a pour effet d'accélérer ces deux phénomènes, par contre son action sur la vitesse de dissolution du produit anhydre présente une anomalie. Cette vitesse diminue de 15 à 50° C et augmente de 50 à 100° C (fig. 15) ; comme nous l'avons indiqué au paragraphe 21, nous pensons que ce phénomène est dû au gel de ferrite de calcium, dont la dissociation rapide, au-dessus de 50° C, annule l'effet retardateur de la dissolution.

4° A la température ordinaire, le silicate bicalcique  $\beta$  est attaqué assez lentement par l'eau, la solution s'enrichit progressivement en chaux, alors que la silice est assez rapidement coagulée. Au bout de 15 j, la solution est saturée en chaux et ne contient plus que des traces de silice : 0,002 g/l.

Le diagramme de rayons X, obtenu sur le produit

hydraté, révèle de nombreuses raies, qui montrent que le silicate monocalcique hydraté et l'hydrate de chaux ne sont pas les seuls produits d'hydratation. Les raies supplémentaires ne correspondent pas aux raies des silicates hydratés naturels connus.

La chaleur a pour effet d'augmenter la vitesse de réaction, mais on n'a jamais de sursaturation en chaux; la coagulation de la silice est accélérée, mais il n'y a aucune modification dans la structure cristalline des hydrates qui prennent naissance.

5° Le silicate tricalcique voit sa réaction avec l'eau considérablement accélérée par la chaleur. On obtient des solutions fortement sursaturées, mais comme dans le cas du silicate bicalcique, la forme cristalline des hydrates qui prennent naissance n'est pas affectée par la chaleur. Les diagrammes de rayons X obtenus sur le silicate tricalcique hydraté à des températures comprises entre 15 et 100° C se sont révélés en tous points identiques. Les raies les plus intenses sont les raies de l'hydrate de chaux qui est bien cristallisé, mais on note à côté de ces raies et des raies du silicate monocalcique hydraté, quelques raies supplémentaires qui donnent à penser que d'autres hydrates sont également présents.

6° Des essais d'hydrolyse sur l'aluminat bicalcique hexagonal, il faut retenir la transformation de ce composé en aluminat tétracalcique avec précipitation d'alumine, transformation qui est considérablement accélérée par la chaleur; la transformation en aluminat cubique se fait ultérieurement. Dans le cas de l'aluminat tétracalcique hexagonal, la transformation en variété cubique est beaucoup plus rapide.

7° L'étude effectuée sur l'aluminat tricalcique cubique a montré que, si la vitesse de dissolution augmentait en fonction de la température, la solubilité, par contre, diminuait. Cette conclusion a été vérifiée par la détermination du signe de la chaleur de dissolution.

8° Les essais effectués sur le silicate monocalcique hydraté montrent qu'il y a au début une simple solubilisation, le rapport moléculaire  $\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2}$  en solution étant égal à 1. Puis la silice précipite sous forme de gel. La chaleur a simplement pour effet d'augmenter la limite de décomposition et les diagrammes de rayons X effectués sur les produits hydrolysés étant identiques au diagramme du produit de départ, on peut être certain qu'il n'existe pas de silicate de calcium hydraté moins riche en chaux que le silicate monocalcique (sous la pression atmosphérique).

Ces conclusions suggèrent plusieurs remarques au sujet de la chimie des ciments.

## 1° Ciment alumineux.

Le retard à la prise des ciments alumineux à 30° C s'explique facilement si l'on considère que les solutions sursaturées se conservent plusieurs heures, voire plusieurs jours, à cette température.

La transformation de l'aluminat hexagonal en variété cubique explique les chutes de résistance des bétons de ciment alumineux.

Pour des causes multiples : humidité, élévation de la température, concentration en chaux du milieu de conservation, etc., l'aluminat hexagonal qui constitue le ciment alumineux durci a tendance à se transformer en la variété stable : l'aluminat tricalcique cubique.

On sait que le durcissement des ciments est dû à l'enchevêtrement des cristaux, qui se soudent ensuite plus ou moins complètement suivant leurs orientations relatives, et que ce sont ces forces de liaisons qui assurent la cohésion de l'ensemble. Le changement du système cristallin donne de nouveaux cristaux dont la résistance intrinsèque est peut-être aussi grande que celle des précédents, mais il s'accompagne de la destruction des forces de liaisons intercrystallines. On a un ensemble de cristaux qui ne sont plus liés entre eux. Ce fait est facilement vérifiable sur les bétons de ciment alumineux altérés, dont les agrégats apparents peuvent être arrachés très facilement et que l'on peut réduire facilement en poussière sous la simple pression des doigts.

En résumé, on peut dire que l'évolution de l'aluminat hexagonal vers la forme cubique s'accompagne de la destruction des forces de liaisons entre les cristaux, ce qui provoque une chute progressive de la résistance mécanique de l'ensemble.

D'autre part, la dissociation du ferrite de calcium hydraté avec formation d'hématite peut donner une explication de la couleur brun chocolat du ciment alumineux décomposé.

Il faut remarquer également que la présence de l'aluminoferrite dans le ciment alumineux joue un rôle nuisible, car ce constituant donne en s'hydratant de l'aluminat cubique et introduit ainsi des germes de décomposition.

## 2° Ciments à prise rapide.

L'action de la chaleur sur les ciments à prise rapide donne des résultats essentiellement différents suivant les ciments essayés. Voici, par exemple, les résultats obtenus par DAVEY.

TABLEAU XV.

CIMENT	DÉBUT DE PRISE (EN HEURES)	
	3° C	16° C
A	4,50	1,42
B	0,75	1,33
C	1,17	1,17
D	3,50	2,67
E	1,08	1,33
F	2,92	2,67
G	0,50	1,83

On voit que pour certains ciments, le temps de prise diminue en fonction de la température alors que pour d'autres il augmente. Nous pensons que cette anomalie est due à l'aluminoferrite qui peut exister en proportion importante dans les ciments prompts. En effet nous avons vu que la vitesse de dissolution de l'aluminoferrite diminuait entre 15 et 50° C et ce phénomène peut expliquer pourquoi certains ciments prompts voient leur temps de prise augmenter avec la température. Malheureusement,



DAVEY n'ayant pas donné les analyses des ciments essayés, notre hypothèse n'a pu être vérifiée entièrement.

En résumé, nous pensons que pour les ciments à prise rapide, les vitesses de prise en fonction de la température sont essentiellement fonction des proportions relatives d'aluminate tricalcique et d'aluminoferrite. Pour les ciments contenant peu d'aluminoferrite, le temps de prise diminue considérablement avec la température, ce qui est normal puisque le constituant principal, l'aluminate tricalcique, a son hydratation accélérée par la chaleur. Au contraire, pour les ciments qui contiennent une proportion assez forte d'aluminoferrite (10 % par exemple) ce constituant dont la vitesse de dissolution décroît entre 15 et 50° C (voir fig. 11, 12, 13, 14, 15) entraîne une augmentation du temps de prise.

### 3° Ciment artificiel.

Les constituants principaux du ciment artificiel : le silicate tricalcique et le silicate bicalcique  $\beta$  voient leur

vitesse de réaction augmenter considérablement avec la température, ce qui explique la diminution des temps de prise. D'autre part, aucune décomposition n'est à craindre puisque ce sont les mêmes hydrates qui prennent naissance entre 15 et 100° C.

Les petites chutes de résistance que l'on observe parfois, sont dues certainement à l'aluminate tricalcique qui ne doit pas exister en trop grande proportion dans les ciments destinés à des travaux en prise à des températures élevées. De même une trop grande proportion d'aluminoferrite peut jouer le rôle indiqué à propos des ciments à prise rapide.

L'augmentation de la limite de décomposition du silicate monocalcique hydraté en fonction de la température, indique que l'hydrolyse par les eaux pures sera d'autant plus intense que la température sera plus élevée. D'autre part, la précipitation de silice gélatineuse qui a lieu à toutes les températures, doit compléter le processus de carbonatation de la chaux libre, comme retardateur de l'attaque.

## BIBLIOGRAPHIE

1. ASSARSON. — Reactions of aluminous cements with Water. *Sym. on the Chem. of Cements*. Stockholm, 1938.
2. BESSEY. — The calcium aluminates and silicates hydrates. *Sym. on the Chem. of Cements*. Stockholm, 1938.
3. BIJLS et CAMPUS. — Les effets des basses températures sur la prise et le durcissement des bétons. *Annales Trav. Pub. de Belgique*. Bruxelles, 1937.
4. BOGUE et LERCH. — Hydration of portland cement compounds. *Port. Cem. Ass. Fell. at the Nat. Bur. of Standards*, n° 27, 1934.
5. BOGUE. — Compounds in portland cement. *Nat. Bur. of Standards*, n° 31, 1935.
6. BOGUE. — Calculation of compounds in portland cement. *Nat. Bur. of Standards*, n° 21, 1929.
7. BOGUE. — Constitution of portland cement clinker. *Symp. on the Chem. of Cements*. Stockholm, 1938.
8. BOLOMEY. — Notes sur le ciment alumineux. *Chimie et Industrie*, 1926, 15 (5), 795.
9. BROCARD. — Hydratation de l'aluminoferrite tétracalcique. *C. R.*, 22 nov. 1946.
10. BROWMILLER. — The structure of the glassy phase in portland cement. *Port. Cem. Ass. Fell. at the Nat. Bur. of Standards*, n° 35, 1938.
11. BROWMILLER et BOGUE. — The X-ray method applied to a study of the constitution of portland cement. *Port. Cem. Ass. Fell. at the Nat. Bur. of Standards*, n° 24, 1930.
12. BROWMILLER. — The microscopic structure of hydrated portland cement. *Jour. of Am. Conc. Inst.*, vol. 14, n° 3, 1943.
13. BÜSSEM. — X-rays and cement chemistry. *Symp. on the Chem. of Cements*. Stockholm, 1938.
14. CANDLOT. — Notes sur la prise et le durcissement des mortiers de ciment portland. Boulogne-sur-Mer, 1888.
15. CHASSEVENT. — La prise des ciments. *Rev. Mat. Const.*, 1936.
16. CHASSEVENT. — Sur la formation de composés définis cristallisés au début du durcissement des ciments siliceux. *C. R.*, 1934, 199, 673.
17. CIRILLI. — I ferriti di calcio idrati, e i complessi che dal ferrito tricalcico prendano origine per associazione con differenti sali di calcio. *Ricerca Scientifica*, XXI, 1943.
18. CIRILLI. — Sul sistema  $\text{SiO}_2 - \text{CaO} - \text{H}_2\text{O}$ . *Ricerca Scientifica*, n° 11, 1939.
19. COUILLAUD. — Recherches sur l'évolution des ciments à différentes températures. (Thèse de doctorat, 1945.)
20. DAVEY. — Influence of temperature upon the strength development of concrete. *Building Research*, 14, 1933.
21. EIGER. — Détermination du degré d'hydratation des ciments. *Rev. Mat. Const.*, 1937.
22. FERRARI. — Azione del clorure e del solfato di calcio sulla presa e sull'indurimento del portland. *Cong. Naz. di Chim.*
23. FLAJARD. — La prise du ciment alumineux. *Le Ciment*, 1925, 30 (6), 329.
24. FLINT, MC MURDIE et WELLS. — Formation of hydrated calcium silicates at elevated temperatures and pressures. *Nat. Bur. of Standards*, n° 21, 1938.
25. FLINT, MC MURDIE et WELLS. — Hydrothermal and X-Ray studies of the garnet — hydrogarnet series and the relationship of the series to hydration products of portland cement. *Nat. Bur. of Standards*, n° 26, 1941.
26. FORSEN. — Die chemie der portlandzementen in komplexchemischer darstellung, *Zement* 6, 7, 1933.
27. FORET. — Recherches sur les combinaisons entre les sels de calcium et les aluminates de calcium. (Thèse de doctorat, Hermann, 1935.)
28. FORET. — Synthèse sous pression des silicates monocalciques hydratés. *C. R.*, 1936, 203, 11 (80).
29. FORET. — Synthèse sous pression des silicates de calcium hydratés. *C. R.*, 1937, 204, 977.
30. GUINIER. — Radioecristallographie. Dunod, 1945.
31. HEDIN. — Chemical processes in the hardening of portland cement. (Thèse de doctorat, Stockholm, 1945.)
32. JACQUEMIN. — Recherches sur l'hydratation des liants hydrauliques. (Thèse de doctorat, Liège, 1944.)
33. JOLIBOIS et CHASSEVENT. — Sur les réactions entre la silice colloïdale et la chaux. *C. R.*, 188, 452 (1929).
34. LAFUMA. — Liants hydrauliques. Dunod, 1942.
35. LAFUMA. — Recherches sur les aluminates de calcium. Vuibert, 1932.
36. LAFUMA. — Étude critique de quelques travaux récents sur l'hydratation des aluminates de calcium. *Rev. des Mat. de Const.*, n° 267, 268, 1932.
37. LAFUMA. — Sur l'évolution des aluminates de calcium hydratés. *C. R.*, 196, 167 (1933).
38. LAFUMA. — Le durcissement des ciments. Centre de perfectionnement technique, 1944.
39. LAFUMA. — Condition de la prise, du durcissement et de la conservation des ciments alumineux. *Ass. Franç. pour l'essai des matériaux*, 1934.
40. LAFUMA. — Zéolites et liants hydrauliques. *Rev. des Mat. de Const.*, 1931.
41. LAFUMA. — La physico-chimie du béton. *Inst. du Bâtiment et des Trav. Publics*, série F, n° 26.
42. LEA. — The effect of temperature on high-alumina cement. *Jour. Soc. of Chem. Ind.*, janv. 1940.
43. LE CHATELIER. — Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques. Dunod, 1904.
44. LE CHATELIER. — La silice et les silicates. Hermann.
45. LE CHATELIER. — Sur les lois de la dissolution. *C. R.*, t. C, 50, 1885.
46. LE CHATELIER. — Sur la loi générale de solubilité des corps normaux. *C. R.*, t. CXVIII, 638, 1894.



47. LEDUC. — Contribution à l'étude des aluminates de calcium hydratés. (Thèse de doctorat, 1934.)
48. LEFOL. — Sur l'hydratation des aluminates, des sels doubles, du silicate et du sulfate de calcium. (Thèse de doctorat, 1937.)
49. LERCH. — Effect of glass content upon the heat of hydration of portland cement. *Bur. of Standards*, n° 36, 1938.
50. LERCH. — Approximate glass content of commercial portland cement clinker. *Bur. of Standards*, n° 32, 1938.
51. LERCH et BROWMILLER. — Method for approximating the glass content in portland cement. *Bur. of Standards*, n° 30, 1937.
52. LERCH. — The influence of gypsum on the hydration and properties of portland cement pastes. *Res. Lab. of Port. Cem. Ass.*, 12, 1946.
53. MICHAELIS. — Mode de durcissement des liants hydrauliques calcaires. *Rev. Mat. Const.*, 52-53, 1909.
54. NORTH. — Action de l'eau sur les aluminates de calcium. (Thèse de doctorat, 1909.)
55. PHILLIPS et KLEIN. — Hydration of portland cement. *Bur. of Standards*, n° 43, 1914.
56. RENGADE. — Liants hydrauliques dans Pascal. *Traité de Chimie minérale*, t. VII.
57. RENGADE. — Les ciments spéciaux à durcissement rapide. *Rev. Génie militaire*, t. LIV, 1924.
58. SCHLÄFFER. — Effect of water on portland cement. *Symp. on the Chem. of Cements*. Stockholm, 1938.
59. SÉAILLES. — Notes sur les effets de la température sur les ciments alumineux. XIV<sup>e</sup> Congrès de Chimie industrielle, 54, 1934.
60. SÉAILLES. — Quelques observations à propos des ciments alumineux. XV<sup>e</sup> Congrès de Chimie industrielle, 86, 1935.
61. SLIEPCEVICH, GILDART et KATZ. — Crystals from portland cement hydration. *Ind. and eng. Chemistry*, vol. 35, n° 11.
62. SUNDIUS. — The mineral content of aluminous cement. *Sym. on the Chem. of Cements*. Stockholm, 1938.
63. TAVASCI. — Melted cement containing iron. *Sym. on the Chem. of Cements*. Stockholm, 1938.
64. THOMAS et DAVEY. — Effect of temperature on the setting time of cements, and on the strength of cements mortars concretes. *Building Research*, 13, 1929.
65. THORVALDSON. — Portland cement and hydrothermal reactions. *Symp. on the Chem. of Cements*. Stockholm, 1938.
66. THORVALDSON, GRACE et VIGFUSON. — The hydration of the aluminates of calcium. *Nat. Res. Coun. of Canada*, 1929.
67. THORVALDSON et KEEVIL. — The hydration of dicalcium silicate and tricalcium silicate. *Nat. Res. Coun. of Canada*, 1936.
68. TRAVERS et SCHENOUTKA. — Étude sur les aluminates de calcium hydratés. *Annales de Chimie et de Physique*, mars 1930.
69. VIGFUSON, BATES et THORVALDSON. — Hydrothermal Synthesis of calcium hydrosilicates. *Nat. Res. Coun. of Canada*, 1934.
70. WELLS, CLARKE, McMURDIE. — Study of the system  $\text{CaO}, \text{Al}_2\text{O}_3, \text{H}_2\text{O}$  at temperatures of 21° C and 90° C. *Nat. Bur. of Standards*, 1944.
71. WELLS. — Reaction of water on calcium aluminates. *Nat. Bur. of Standards*, n° 34, 1928.

**ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS**

28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII<sup>e</sup>

---

**ESSAIS ET MESURES**

---

Nouvelle série.



# RÉPARTITION DES MATIÈRES DANS LES DIFFÉRENTES SÉRIES

## ARCHITECTURE ET URBANISME

Étude des besoins à satisfaire, le programme.  
La composition - L'esthétique - L'archéologie - Ouvrages liés directement à la vie de l'homme (Habitations, autres ouvrages).

## TECHNIQUE GÉNÉRALE DE LA CONSTRUCTION

Procédés de construction - Préfabrication - Protection contre les phénomènes naturels, corrosion.

## THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL

Résistance des matériaux - Mécanique des fluides - Stabilité et Sécurité des constructions.

## ESSAIS ET MESURES

Essais des matériaux ou des structures en général en Laboratoires ou sur chantier - Machines d'essais.

## MATÉRIAUX (sauf agrégats et liants hydrauliques).

Métalliques - Naturels - Artificiels (sauf liants hydrauliques) - Organiques.

## LIANTS HYDRAULIQUES

Plâtres. Chaux. Liants à maçonner. Ciments.

## SOLS ET FONDATIONS

Minéralogie. Carrières - Géologie - Géo-technique (circulation des eaux, drainage, tenue des sols) - Infrastructure (stabilisation des sols, soutènement, fondations, etc.).

## GROS-ŒUVRE

Maçonnerie - Couverture - Étanchéité - Charpente en bois.

## BÉTON. BÉTON ARMÉ.

Agrégats - Mortiers - Béton ordinaire - Bétons spéciaux (hydrocarbures, à entraînement d'air) - Béton armé.

## BÉTON PRÉCONTRAIN

## CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

Mise en œuvre, soudure, rivure et autres assemblages - Charpente métallique.

## TRAVAUX PUBLICS

Voies de communication et travaux à la mer - Voies terrestres - Navigation fluviale et maritime - Voies aériennes - Travaux hydrauliques - Captages - Terrassements - Travaux souterrains - Travaux sous l'eau - Alimentation en eau.

## ÉQUIPEMENT TECHNIQUE

Plomberie sanitaire - Eaux usées - Climatisation - Chauffage, combustibles - Conditionnement de l'air - Ventilation - Froid - Éclairage, installations électriques - Acoustique, insonorisation - Incendie - Danger aérien - Installations mécaniques (ascenseurs, élévateurs, escaliers mécaniques, tapis roulants).

## AMÉNAGEMENTS INTÉRIEURS

Peinture, vitrerie (travaux et produits de peinture) - Menuiserie, quincaillerie - Marbrerie - Revêtement staff - Panneaux en produits divers - Décoration - Enseignes et stands.

## MATÉRIEL DE CHANTIER

## DOCUMENTATION

Études générales - Documentation technique.

## QUESTIONS GÉNÉRALES

Questions juridiques - Questions économiques - Questions contractuelles - Questions diverses - Hygiène et sécurité des chantiers - Questions générales d'organisation (planning et coordination) - Industrialisation - Facteur humain - Normalisation - Contrôle.

## MANUEL DU BÉTON ARMÉ

## MANUEL DE LA CHARPENTE EN BOIS

## MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE